

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : TECHNOLOGIE

Département : Génie Civil

Domaine : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

Filière : Génie Civil

Spécialité : CONSTRUCTIONS METALLIQUES et MIXTES

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**ETUDE d'un BÂTIMENT ADMINISTRATIF en
CONSTRUCTIONS METALLIQUES MIXTES. COMPARAISON
AVEC LES ANCIENS REGLEMENTS.**

Présenté par : *BONSOMI Engwele David*

Encadrant : *FELLAH Farid* — Grade M.C.A. — Université BADJI MOKHTAR - ANNABA

Jury de Soutenance :

OUCIEF Hocine	Professeur	Université Badji Mokhtar-ANNABA	Président
FELLAH Farid	M.C.A.	Université Badji Mokhtar-ANNABA	Encadrant
SLIMANI Fayçal	M.C.A.	Université Badji Mokhtar-ANNABA	Examineur

Année Universitaire : 2022/2023

Résumé

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment en structure métallique et mixte à usage administratif à titre comparatif des éléments structuraux obtenus d'un bâtiment étudié avec les anciens règlements (CM66, RNV65, BAEL 91 et autres) et celui que nous avons étudié avec les nouveaux règlements cités ci-dessus. Nous avons pris le cas d'un bâtiment R+6 en ossature métallique et mixte acier-béton étudié en binôme par les étudiants El Hadji amina et Mokadem Ahmed rafik de l'université de l'USTO d'Oran en 2011. L'ouvrage en question est implanté dans la commune de Zahana, Wilaya d'Oran, dont la région est classée en zone de moyenne sismicité IIa selon les règles parasismiques Algériennes RPA99 version 2003, zone de vent II et zone de neige B selon le règlement neige et vent RNV 2013. En premier lieu, nous avons fait l'étude climatique complète selon le RNV 2013, en suite le prédimensionnement des éléments structuraux, l'étude sismique, le dimensionnement, étude des assemblages et l'étude des éléments en charpente métallique sont faits conformément aux règlements CCM 97 et l'Eurocode 3. Ensuite, le calcul des éléments en béton armé est fait selon le règlement CBA 93 (ou B.A.E.L.91 R 99). Et enfin les éléments mixtes (plancher collaborant) sont étudiés en suivant les consignes de l'Eurocode 4. La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et le système de contreventement. Une partie de l'étude et l'analyse de l'ouvrage ont été faites sur le logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis 2017 et pour finir ; nous avons fait l'étude comparative dans la conclusion.

Summary

The present project consists in studying a building in metal and mixed structure for administrative use by way of comparison of the structural elements obtained from a building studied with the old regulations (CM66, RNV65, BAEL 91 and others) and the one that we studied with the new regulations cited above. We took the case of a R+6 building with a metal frame and mixed steel-concrete studied in pairs by students El Hadji Amina and Mokadem Ahmed Rafik from the University of USTO in Oran in 2011. in question is located in the town of Zahana, Wilaya d'Oran, whose region is classified as a zone of medium seismicity IIa according to the Algerian seismic rules RPA99 version 2003, wind zone II and snow zone B according to the snow and wind regulations RNV 2013. First, we made the complete climatic study according to the RNV 2013, then the pre-dimensioning of the structural elements, the seismic study, the dimensioning, study of the assemblies and the study of the elements in metal frame are made in accordance with the CCM 97 and Eurocode 3 regulations. Then, the calculation of the reinforced concrete elements is done according to the CBA 93 (or B.A.E.L.91 R 99) regulations. And finally the composite elements (collaborating floor) are studied following the instructions of Eurocode 4. The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the bracing system. Part of the study and the analysis of the work were done on the Autodesk Robot Structural Analysis 2017 calculation software and finally; we did the comparative study in the conclusion.

Dédicaces

Du profond de mon cœur, je prends le temps de remercier mon DIEU le tout puissant qui nous a donné, la force, la patience, le courage et la volonté de finir ce travail à temps.

Je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers,

A Mes parents, mon père Evariste Bongenda et ma mère Christine Engwele

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que se modeste travail soit l'exaucement de vos vœux, tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices. Puisse Dieu, le très haut, vous accorde santé, bonheur et longue vie.

A la mémoire de ma petite sœur Sarah Bonsomi

Décédée le 25 mai 2023 de suite d'une forte hémorragie pendant l'accouchement et qui nous a laissé deux jumelles et une nièce Sharon la rose. Que son âme repose en paix.

A mes frères, Docteur Elie et ingénieur Manassé, et mes sœurs, ingénieur Esther et Ruth la modéliste pour le soutien moral et à toute la grande Famille.

A toutes les personnes qui me sont chères que je porte dans mon cœur, mes amis ainsi à tous mes condisciples de la promotion 2023.

Je remercie mon binôme Bensamra Abdelaziz avec qui j'ai partagé des moments difficiles ainsi que des moments de joie tout au long de mon projet de fin d'études.

BONSOMI ENGWELE DAVID

Remerciements

Tout d'abord je tiens à remercier Dieu le tout puissant de m'avoir donné la santé, la volonté, le courage et la patience pour mener à terme notre formation et pourvoir réaliser ce travail.

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui je témoigne toute ma gratitude. Sans leur aide ce travail reste incomplet.

J'adresse d'abord toute ma reconnaissance à mon encadreur M.FELLAH Farid enseignant à l'université Badji Mockhtar d'Annaba du département de génie civil pour le partage de son expertise au quotidien, sa disponibilité et son envie de me faire progresser m'ont permis de réaliser ce projet dans de très bonnes conditions et afin que l'avancement de cette étude soit le plus efficace possible.

Je tiens aussi à remercier sincèrement les membres du jury M. OUCIEF Hocine et M. SLIMANI Fayçal qui nous font le grand honneur d'évaluer ce travail.

Je tiens à saisir cette occasion et adresser mes profonds remerciements à tous mes professeurs pour leurs enseignements de qualité et leurs conseils qui m'ont permis de poursuivre mon itinéraire académique jusqu'à présent.

Mes remerciements les plus chaleureux vont à mes familles respectives pour leurs conseils ainsi que leur soutien inconditionnel, tout au long de mes années d'études. Et enfin mes camarades pour les excellents moments que j'ai passé avec eux tout au long de cette dernière année académique.

Tables des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des abréviations

Introduction générale.....1

Chapitre I : Généralités sur l’ouvrage

I.1 Introduction4

I.2 Description du projet4

I.2.1 Donnée géométrique de bâtiment :.....4

I.2.2. Implantation5

I.3.Règlements et documents utilisés :.....5

I.4 Éléments constituant l’ouvrage 5

I.5 Généralités sur les matériaux6

I.5.1 Béton7

I.5.2 Acier7

I.6 Conclusion8

Chapitre II : étude climatique

II.1 Effet de la neige11

II.1.1 introduction11

II.1.2. calcul de la charge de neige	11
II.2. Effet du vent.....	12
II.2.1.Principes du DTR C-2-47 RNVversion2013:.....	13
II.2.2.données relatives au site :.....	13
II.2.3.Coefficient d'exposition au vent (C_e)	14
II.2.4.Coefficient de topographie $C_t(z)$	14
II.2.5.Coefficient de rugosité $C_r(z)$:.....	14
II.2.6.Intensité de la turbulence :.....	15
II.2.7. La pression dynamique de pointe q_p	15
II.2.8.Coefficient dynamique C_d :	16
II.2.9.Calcul de la pression dû au vent	16
II. 3 Conclusion.....	29

Chapitre III : Prédimensionnement des éléments structuraux

III.1 Introduction	31
III.2 Prédimensionnement	31
III.2.1. les solives.....	31
III.2.1.1 L'entraxe des solives :.....	31
III.2.1.2. Charges sur les solives de niveau terrasse	32
III.2.1.3 Charges sur les solives d'étage courant :.....	32
III.2.1.4. Pré- dimensionnement de solives de niveau terrasse.....	33
III.2.1.5 Solive de plancher étage courant :.....	36

III.2.2	Les poutres principales :	36
III.2.2.1.	Poutre principale pour terrasse	36
III.2.2.2.	Poutres principales pour étage courant :	42
III.2.3	Les poutres secondaires	42
III.2.3.1	Les poutres secondaires (poutre de rive):	42
III.2.3.2	Les poutres secondaires intermédiaires :	50
III.2.4	Les poteaux :	52
III.2.4.1	Surface d'influence	52
III.2.4.2	Vérification de la condition de résistance (ELU) :	53
III.	Conclusion	61

Chapitre IV : Étude du plancher collaborant

IV.1	Introduction	63
IV.2.	Les caractéristiques des matériaux utilisés	63
IV.3.	Procédure de calcul	64
IV.4.	Dimensionnement de la dalle mixte du plancher :	65
IV.4. 1	Définition des charges	65
IV.4.2.	Etude du plancher de la terrasse : (avec Solive IPE220)	66
IV.4.2.1.	Vérification au stade de construction :	66
IV.4.2.2.	Vérification après exécution (étude en phase finale):	67
IV.4.2.3.	Etude des connecteurs	74
IV.4.2.3. 1.	Résistance des connecteurs au cisaillement	75
IV.4.2.3.2.	Dimensionnement de la connexion de la poutre:	76

IV.4.3. Etude du plancher courant : (avec Solive IPE220).....	78
IV.4.3.1. Vérification au stade de construction.....	78
IV.4.3.2. Vérification après exécution (étude en phase finale).....	78
IV.4.3.2.1. Propriétés de la section mixte.....	80
IV.5 Étude du Ferrailage	86

Chapitre V : Etudes des éléments secondaires

V.1. Etude de l'escalier	89
V.1.1 Introduction	89
V.1.2 Dimensionnement de l'escalier.....	90
V.1.3 Dimensionnement des supports de marches.....	91
V.1.4 Dimensionnement des éléments porteurs pour l'escalier type	94
V.1.4.1 Dimensionnement des limons	94
V.1.4.2 Etude du palier de repos :.....	101
V.2. Etude de l'acrotère	103
V.2.1 Introduction	103
V.2.2. Définition:	103
V.2.3 Le rôle de l'acrotère:.....	104
V.2.3 Evaluation des charges :.....	104

V.2.4 la force horizontale due à l'effet du séisme.....	105
V.2.5 Calcul des sollicitations agissantes sur l'acrotère.....	105
V.2.6 Ferrailage de L'acrotère	106

Chapitre VI Etude sismique

VI.1 Introduction.....	112
VI.2 Choix de la méthode de calcul.....	112
VI.3 Contreventement et stabilité.....	113
VI.4. Critères de classification par le RPA99 version2003 :	115
VI.5. Calcul de la force sismique.....	116
VI.5.1. Méthodes statiques équivalentes :.....	116
VI.5.2. Méthode dynamique modale spectrale :.....	122
VI.5.2.1. Domaine d'application	122
VI.5.2.2. Principe	123
VI.5.2.3. Spectre de réponse de calcul.....	123
VI.5.2.4 Nombre de modes à considérer.....	124
VI.5.2.5 Résultante des forces sismiques.....	125
VI.5.2.6. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	126
VI.5.2.7. Vérification vis à vis des déformations	126
VI.5.3. Vérification vis-à-vis de l'effet du deuxième ordre (P- Δ)	127
VI.5.4 Conclusion.....	128

Chapitre VII : Dimensionnement et vérification de l'ossature

VII.1 Introduction.....	130
VII.2 Dimensionnement des poutres (solives, poutres principales et secondaires).....	130
VII.2.1. Vérification de la poutre principale IPE 400.....	131
VII.2.2 Vérification des poutres secondaires.....	131
VII.2.2.1 Vérification de la poutre secondaire de rive IPE 270.....	131
VII.2.2.2 Vérification de la poutre secondaire intermédiaire IPE 240.....	132
VII.2.3 Vérification de la solive IPE 220.....	133
VII.3. Dimensionnement des poteaux HEA300.....	134
VI.4 Dimensionnement des barres de contreventement UPN200	139
VII.4.1. Vérification à la compression (contreventement en V inversé).....	140
VII.5. Conclusion	142

Chapitre VIII : Étude des assemblages

VIII.1 Introduction	144
VIII.2 Principes généraux	144
VIII.3. Vérification des assemblages	145
VIII.3.1. Assemblage solive - poutre principale (IPE 220-IPE 400).....	145
VIII.3.2. Assemblage poteau – poutre.....	145

VIII.3.2.1. Assemblage poteau - poutre principale (HEA300-IPE 400).....	148
VIII.3.2.2. Assemblage poteau - poutre secondaire de rive (HEA300-IPE 270).....	151
VIII.3.2.3. Assemblage poteau - poutre secondaire intermédiaire (HEA300-IPE 240).....	153
VIII.3.2.4. Assemblage des éléments de contreventement en V inversé (double UPN 200).....	155
VIII.3.2.5. Assemblage de pied de poteau (HEA300).....	157
VIII.3.2.5.1. Dimensionnement de la plaque d'assise	158
VIII.3.2.5.2. Dispositions constructives.....	160
VIII.3.2.5.3. Vérification de la résistance du pied de poteau.....	161

Chapitre IX : Étude de l'infrastructure

IX.1 Introduction	167
IX.2 Dimensionnement des semelles	168
IX.2.1 Dimensionnement des semelles isolées	168
IX.2.1.1 Détermination des dimensions de la semelle isolée	168
IX.2.1.2 Calcul des armatures de la semelle isolée	170
VIII.2.2. Détermination des dimensions de la semelle filante sous deux poteaux	171
IX.2.2.1. Détermination des dimensions de la semelle filante sous deux poteaux.....	171
IX.2.2.2 Calcul des armatures de la semelle filante sous deux poteaux.....	172
IX.2. 3. Calcul des longrines	174

Conclusion générale.....	176
---------------------------------	------------

Bibliographie.....	178
---------------------------	------------

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Valeurs de la pression dynamique de référence.....	13
Tableau II.2 : Définition des catégories de terrain.....	14
Tableau II.3 : Coefficient de rugosité	15
Tableau II.4 : La pression dynamique de pointe.....	15
Tableau II.5 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.....	17
Tableau II.6 : coefficients de pression extérieure des toitures plates de $C_{pe,10}$ avec acrotères.....	18
Tableau II.7 : Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant les zones de la toiture (direction V1).....	18
Tableau II.8 : Valeurs de coefficient de pression C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.....	20
Tableau II.9 : Valeurs de coefficient de pression C_{pe} sur la terrasse.....	20
Tableau II. 10 : Les valeurs des pressions aérodynamiques du vent $W(z_j)$ sur toutes les zones du bâtiment R+5 (Vent 2) perpendiculaire au long-pan d'axe A et d'axe B.....	24
Tableau II. 11 : Les valeurs des pressions aérodynamiques du vent $W(z_j)$ sur toutes les zones du bâtiment R+5 (Vent 2) perpendiculaire au long-pan d'axe A et d'axe B.....	27
Tableau III.1. : des charges de solives de la terrasse.....	32

Tableau III.2 : des charges de solives à l'étage courant.....	32
Tableau III.3 : Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales selon le CCM 97	34
Tableau III.4 : Caractéristiques du profilé IPE220.....	34
Tableau III.5 : Pré-dimensionnement des solives d'étage courant.....	36
Tableau III.6 : Charges permanentes et d'exploitations pour le prédimensionnement de la poutre principale.....	37
Tableau III.7 : Caractéristiques du profilé IPE360.....	38
Tableau III.8 : Caractéristiques du profilé IPE400.....	40
Tableau III. 9 : Pré-dimensionnement des poutres d'étage courant.....	42
Tableau III.10 : Caractéristiques du profilé IPE240.....	43
Tableau III.11 : Caractéristiques du profilé IPE270.....	47
Tableau III.12 : Caractéristiques du profilé HEA220.....	56
Tableau III.13 Récapitulatifs des sections adoptées.....	56
Tableau III.14 : Caractéristiques du profilé HEA240.....	59
Tableau III.15 : Récapitulatif des résultats du prédimensionnement.....	61
Tableau IV.1 : Charge à considérer au stade construction.....	65
Tableau V.1: Caractéristiques du profilé L 40x40x4.....	92
Tableau V.2 : Paramètres de calcul du ferrailage de l'acrotère.....	106
Tableau VI.1. Facteur de qualité suivant les deux sens.....	118
Tableau VI.2. Résumé des valeurs.....	120
Tableau VI. 3 Les résultats de distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur pour les deux sens(x, y).....	120

Tableau VI.4 : Résultats de l'analyse modale sous Robot.....	125
Tableau VI.5 : Déplacements des étages sens x-x.....	126
Tableau VI.6 : Déplacements des étages sens y-y.....	126
Tableau VI.7 : Vérification de l'effet P- Δ suivant le sens x-x.....	127
Tableau VI.8. : Vérification de l'effet P- Δ suivant le sens y-y.....	128
Tableau VII.1 : les efforts des barres de contreventements de la file (3,4) de l'axe D du RDC.....	140
Tableau final dans la conclusion : Comparaison des résultats entre anciens et nouveaux règlements.....	176

Liste des figures

Figure I.1 : Modèle 3d de l'ouvrage.....	4
Figure I.2 : Façade principale.....	4
Figure I.3 : Implantation de l'ouvrage (Image prise de Google Earth).....	5
Fig. I.4 : Vue en élévation transversale (a) et longitudinale (b) de l'ossature métallique de la structure.....	8
Figure II.1 valeurs de charges de neige S sur la toiture.....	12
Figure II.2 : Actions du vent à considérer suivant les différentes directions.....	13
Figure II.3 : Répartition de la pression dynamique.....	15
Figure II.4 direction du vent 1 sur la façade latérale A.....	17
Figure II.5 Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.....	17
Figure II.6 : valeurs de coefficient de pression C_{pe} sur la toiture.....	19

Figure II.7 Coefficient de pression C_{pe} sur la terrasse : (a), (b) zones F ; H et I ; (c), (d) zones G ; H et I vent perpendiculaire au pignon d'axe 1 et d'axe 6.....	19
Figure II. 8 : Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les parois verticales.....	20
Figure II.9 : Valeurs de coefficient de pression C_{pe} sur la terrasse.....	21
Figure II.10 : Valeurs de coefficient de pression C_{pe} sur la terrasse : (a) zones F et H ; (b) zones G et H vent 2 perpendiculaire au long-pan d'axe A et d'axe B	21
Figure II.11 : coefficient de pression C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p	23
Figure II.12 : (a),(b),et (c) valeurs de pression aérodynamique W_{zj} s ur les zones D, E, F,G , H, I du Vent 1 perpendiculaire au pignon d'axe 1 et d'axe 6.....	25
Figure II.13 : (d) valeurs de pression aérodynamique W_{zj} sur les zones D, E, G, H, I du Vent 1 perpendiculaire au pignon d'axe 1 et d'axe 6.....	26
Figure II.14 : valeurs de pression aérodynamique W_{zj} sur les zones D, E, F, H du Vent 2 perpendiculaire au long-pan d'axe A et d'axe B.....	27
Figure II.15 : valeurs de pression aérodynamique W_{zj} sur les zones D, E, G, H du Vent 2 perpendiculaire au long-pan d'axe A et d'axe B.....	28
Figure III.1 : Disposition des solives, des poutres, des poteaux et de L'entraxe des solives.....	31
Figure III.2 : Solive uniformément chargée sur deux appuis.....	33
Figure III.3. : L'entraxe des poutres principales.....	37
Figure III.4 : Schéma de la poutre principale chargée uniformément d'une longueur de 5,9 m.....	37
Figure III. 5 poutres secondaires de rive à prédimensionner	42
Figure III. 6 poutres secondaires de rive uniformément chargée.....	42
Figure III. 7 poutres secondaires de rive à prédimensionner sous le vent d'axe z-z.....	45

Figure III. 8 poutres secondaires intermédiaires à prédimensionner	50
Figure III.9 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité de tous les étages.....	52
Figure III.10 : les détails de la Surface d'influence du poteau le plus sollicité de tous les étages.....	53
Figure IV.1 : Éléments constitutifs d'un plancher collaborant.....	63
Figure IV.2 : Largeur participante pour une dalle mixte.....	68
Figure IV.3 : dimensions de la poutre mixte.....	69
Figure IV.4 : Diagramme des contraintes de flexion.....	71
Figure IV.5 : Diagramme des contraintes finales du plancher mixte terrasse.....	73
Figure IV.6 : Connexion acier-béton.....	74
Figure IV.7. Goujon à tête soudée avec dalle mixte.....	76
Figure IV.8 : Diagramme des contraintes de flexion plancher étage courant.....	83
Figure IV.9 : Diagramme des contraintes finales de flexion plancher étage.....	85
Figure V 1 : Les différents éléments d'un escalier.....	89
Figure V.2: Vue en plan d'escaliers en acier.....	91
Figure V.3 : Les constituants d'une marche.....	91
Figure V.4. Charges appliqué sur limon.....	94
Figure V.5: Coupe verticale de l'acrotère.....	104
Figure V.6 : Schéma statique de l'acrotère.....	105
Figure V.7 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	110

Figure VI.1 : Palées triangulées en X.....	113
Figure VI.2 : Palées triangulées en V.....	113
Figure VI.3 : Palées triangulées en K.....	114
Figure VI.4 : Vue en plan (a) et en élévation (b), pignon d'axe 1 (c) et pignon d'axe 6 (d) sur l'implantation des palées de contreventement de la structure.....	115
Figure VI.5 Les forces sismiques F_k (daN).....	121
Figure VI.6 Les efforts tranchants V_k (daN).....	121
Figure VI.7. Position de l'excentricité.....	122
Figure VI.8 Spectre d'accélération de réponse élastique suivant X.....	124
Figure VI.9 Spectre d'accélération de réponse élastique suivant Y.....	124
Figure VII.1 représentation de la barre de l'effort le plus défavorable à vérifier.....	140

Chapitre VIII Etude des assemblages

Figure VII.1 : Types d'assemblages en fonction des éléments assemblés.....	144
Figure VIII.2 : Schéma assemblage IPE 400 – IPE 220.....	145
Figure VII.3 : Sollicitations agissant sur un assemblage poteau-poutre.....	148
Figure VIII.4 : Schéma assemblage HEA 300 – IPE 400 (Autodesk Robot).....	148
Figure VIII.5 : Schéma assemblage HEA 300 – IPE 270 (Autodesk Robot).....	151
Figure VIII.6 : Schéma assemblage HEA 300 – IPE 270 (Autodesk Robot).....	153

Figure VIII.7 : Schéma assemblage double UPN 200 en V (Autodesk Robot).....	156
Figure VIII.8 : Schéma assemblage pied de poteau HEA 300 (Autodesk Robot).....	158
Figure VIII.9. Plaque d'assise à projection étendue (a) et a projection courte (b).....	159
Figure VIII.10 : modèle de la distance entre axes des boulons sur Robot.....	161

Chapitre IX Etude de l'infrastructure

Figure IX.1 : Schéma de ferrailage de la semelle isolée sous poteau.....	171
Figure IX.2 : Schéma de ferrailage des armatures longitudinales de la semelle filante sous deux poteaux	173
Figure IX.3 : Schéma de ferrailage des armatures transversales de la semelle filante sous deux poteaux	174
Figure VIII.4 : Schéma de ferrailage des longrines	175

Liste des abréviations

Charges

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Charge sismique.

S : Charge climatique de la neige.

W : Charge climatique du vent.

Caractéristiques d'un profilé en I en H et en U

A : Section brute.

A_{net} : Section nette.

A_v : Aire de cisaillement.

A_w : Section de l'âme.

b : Longueur de la semelle.

d : Hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie

I_t : Module d'inertie de torsion.

I_w : Module du gauchissement.

t_w : Épaisseur de l'âme du profilé.

t_f : Épaisseur de la semelle du profilé.

W_{el} : Module de résistance élastique.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

Majuscules latines

A : Coefficient d'accélération de zone.

A_{ser} : Aire des armatures à l'état limite de service.

A_u : Aire des armatures à l'état limite ultime.

C_d : Coefficient dynamique.

C_e : Coefficient d'exposition.

$C_{f,d}$: Coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement.

C_{pi} : Coefficient de pression interne.

C_{pe} : Coefficient de pression externe.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_t : Coefficient de topographie.

CT : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_{ij} : Module d'élasticité longitudinale instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

F : Force en générale.

$F_{f,rd}$: Résistance de calcul par frottement entre la plaque d'assise et le scellement.

$F_{b,rd}$: Résistance de calcul au cisaillement d'un boulon d'ancrage.

G : Module d'élasticité transversale.

H : Hauteur.

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de poussé des terres.

K_t : Facteur de terrain.

M : Moment de flexion.

$M_{b,Rd}$: Moment de résistance au déversement.

M_{cr} : Moment critique élastique du déversement.

M_{el} : Moment élastique.

M_{rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M^{sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{pl} : Moment plastique.

$M_{pl,Rd}$: Moment plastique résistant.

$N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

$N_{c,Ed}$: Effort normal de compression dans le poteau.

$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

$N_{c,Sd}$: Effort normal de compression.

N_{jed} : Effort normal sollicitant l'assemblage.

$N_{j,rd}$: Résistance de la plaque d'assise à l'effort axial.

$N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

$N_{t,Sd}$: Effort normal de traction.

N_u : Effort normal sollicitant à l'état limite ultime.
 Q : Facteur de qualité de la structure.
 R : Coefficient de comportement global de la structure.
 S_t : Espacement des barres de ferrailage.
 T : Période propre du bâtiment.
 $V_{pl,rd}$: Effort tranchant résistant en plasticité.
 V_{sd} : Effort tranchant sollicitant.
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.
 $V_{wp,sd}$: Effort tranchant de calcul au niveau de l'âme du poteau
 V_m : Vitesse moyenne du vent.
 W : Poids de la structure.

Minuscules latines

e : Épaisseur.
 e_o : Excentricité entre le centre de pression et le centre de gravité.
 f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.
 f_{jd} : Capacité portante du matériau de scellement.
 f_{su} : Contrainte de traction de l'acier.
 f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.
 f_y : Limite d'élasticité.
 g : Giron escaliers.
 h : Hauteur en général.
 l : Longueur totale (poteau, poutre).
 l_f : Longueur de flambement.
 p : Entraxe entre boulons.
 ν : Coefficient de poisson.
 z_o : Paramètre de rugosité.
 z_{eq} : Hauteur équivalente.
 z_g : Excentrement entre le point d'Application de la charge et le centre de cisaillement.

Minuscules grecques

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.
 β_w : Facteur de corrélation.
 γ_a : Coefficient de sécurité de l'acier.
 γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
 λ : Élanement.
 λ_{LT} : Élanement de déversement.
 α : Facteur d'imperfection.
 Δ : Déplacement relatif.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
 $\tau_{\perp}$: Contrainte tangente perpendiculaire à l'axe de la soudure.
 $\tau_{\parallel}$: Contrainte tangente parallèle à l'axe de la soudure.
 ϵ : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
 σ_a : Contrainte de l'acier.
 σ_b : Contrainte du béton.
 $\sigma_{\perp}$: Contrainte normale perpendiculaire à la gorge(section de la soudure).
 $\sigma_{\parallel}$
: Contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure.
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
 η : Facteur de correction d'amortissement.
 δ : Flèche.
 δ : Décrément logarithmique d'amortissement.
 δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.
 δ_{vmax} : Flèche admissible.
 μ : Coefficient de forme de la charge de neige.

Indices

a_{dm} : Admissible.
 c : Compression.
 e : Externe.
 e_{ff} : Efficace.
 e_l : Élastique.
 f_f : Frottement.
 i : Interne.
 max : Maximum.
 min : Minimum.
 pl : Plastique.
 rd : Résistant.
 $réf$: Référence.
 Sd ou Ed : sollicitant.
 t : Traction.
 u : Ultime.
 v : Cisaillement.
 x : Sens x.
 y : Sens y.
 z : Sens z.

INTRODUCTION GENERALE

L'élaboration de ce projet de fin d'études est le fruit des connaissances acquises tout au long de notre formation en maîtrise génie civil de spécialité constructions métalliques et mixtes, et de nos recherches personnelles.

Depuis des siècles, la conception et la construction des ouvrages sont les phases essentielles et complémentaires de l'acte de bâtir assurées par les maîtres d'œuvre, architectes et ingénieurs, et les entreprises. Leurs savoir-faire, leurs compétences, leurs cultures doivent s'accorder pour produire une architecture de qualité, qui réponde au mieux aux pratiques et exigences des usagers et s'insère durablement dans un environnement donné.

Concevoir et construire se réalisent avec des matériaux et chacun d'entre eux a ses spécificités tant sur le plan conceptuel que technique, mécanique et formel. Matériau de structure, mais aussi de plancher, de façade, de couverture, de cloisonnement, d'aménagement.

L'acier peut être partout présent dans un édifice et ce à des degrés très divers, en gros œuvre comme en second œuvre, suivant le désir des concepteurs et des clients. Il représente un choix déterminant dès la conception, structurel notamment, qui exige rigueur et précision mais qui donne maîtrise du projet, liberté de création et choix de solutions.

Les constructions métalliques constituent un domaine important d'utilisation des produits laminés ou soudés et connaissent aujourd'hui un succès croissant à travers le monde. Elles offrent en effet de nombreuses possibilités, en termes de coût, de résistance et une capacité à façonner presque tous les désirs architecturaux avec une bonne conception des détails. Elles nécessitent cependant un certain nombre de compétences techniques pour leur conception, ce qui peut expliquer qu'elles aient longtemps été réservées aux sites industriels et aux bâtiments de grande ampleur. Aujourd'hui elles se développent dans le secteur de l'habitat et commencent à prendre de grandes proportions

De ce fait notre projet de fin d'études consiste à faire une étude comparative de l'étude d'un bâtiment en structure métallique et mixte acier- béton à usage administratif conçu avec des anciens règlements de construction (**CM 66 ,BAEL91, RNV65 ,etc.**), auquel nous avons choisi le cas d'un bâtiment R+6 en structure métallique et mixte étudié en 2011 en binôme par les étudiants El Hadji amina et Mokadem Ahmed rafik de l'université l'USTO d'Oran, à celui que nous allons réaliser en conservant les mêmes données tout en appliquant les nouveaux règlements (**règlement Neige et Vent algérien DTR C2-47 version 2013,Eurocode 2, Eurocode 3,DTR-BC -2.44 CMM97 , Euro code 4, RPA 2003 , BAE191 R99**) actuellement mis en vigueur en Algérie pour le moderniser, le rendre plus résistant et plus durable contre les menaces climatiques et catastrophes naturelles.

L'étude comparative sera faite à la fin du projet par rapport aux éléments structuraux obtenus.

Durant ce projet, on va apprendre différentes méthodes de calcul, en utilisant les codes relatifs à ce genre des projets cités ci-dessus dans le but d'être capable de :

- Déterminer tous les actions agissantes sur la structure : charges permanentes, charges variables et charges climatiques.
- Examiner les combinaisons possibles de ces charges pondérées afin d'en tirer celle la plus déformable.
- Calculer les sollicitations qui en résultent.
- Dimensionner les différentes composantes de la structure, en tenant compte la résistance des pièces et la stabilité du forme (déformations, flèches...etc.).

Tout ce calcul sera envisagé sur le logiciel « **ROBOT 2017** » qui tenant en compte toutes les charges compliquées et très difficiles de calculer en main (charges sismique, efforts dynamiques... etc.).

Il faut noter que, les éléments d'une structure sont dimensionnés d'une façon descendante. La raison est que pour dimensionner un élément donné, il faut au moins savoir le poids des pièces attachées au dessus de cet élément et qui le sollicitent; ce qui nous oblige à faire le calcul des pièces au préalable.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

Chapitre I. Généralités sur l'ouvrage

Chapitre II. Etude climatique

Chapitre III. Pré dimensionnement des éléments structuraux

Chapitre IV. Etude du plancher mixte

Chapitre V. Etude des éléments non structuraux

Chapitre VI. Etude sismique

Chapitre VII. Dimensionnement et vérification de l'ossature

Chapitre VIII. Etude des assemblages

Chapitre IX. Etude de l'infrastructure

Et puis une conclusion générale où on fera la comparaison des résultats obtenus des éléments structuraux entre le projet de l'étude de ce bâtiment avec les anciens règlements et celui que nous avons étudié avec les nouveaux règlements.

Chapitre I : Généralités sur l'ouvrage

I.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation des caractéristiques de l'ouvrage étudié ainsi que les éléments qui le constitue, de plus les propriétés des matériaux et des hypothèses nécessaires pour le calcul.

I. 2. Description du projet

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment **R + 5** en charpente métallique et mixtes à usage administratif tout en appliquant les nouveaux règlements de construction mis en vigueur en Algérie en comparaison avec celui étudié avec les anciens règlements.

I.2.1 Donnée géométrique de bâtiment :

Notre bâtiment est de la forme rectangulaire en vue plan dans les dimensions suivant :

- Longueur du bâtiment :30,3m
- Largeur du bâtiment :14,29 m
- Hauteur du R.D.C :3,6 m
- Hauteur d'étage :3,6 m
- Hauteur totale :21,6 m
- Hauteur d'acrotère.....0,6 m
- Surface totale :432,98 m

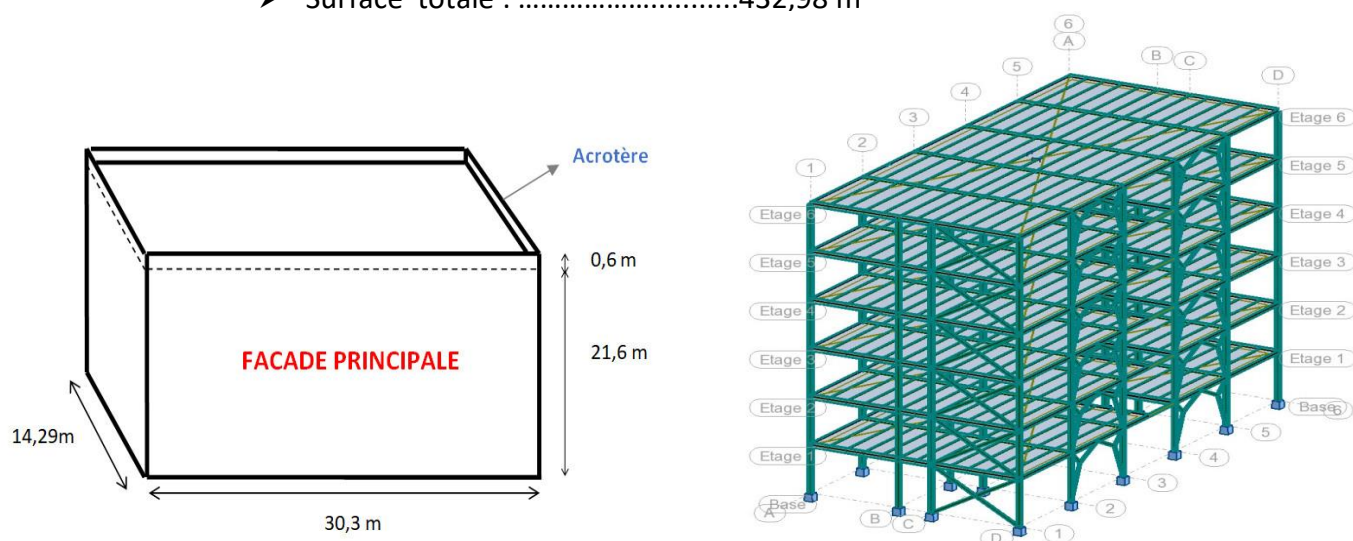


Figure I.1 : Modèle 3d de l'ouvrage



Figure I.2 : Façade principale

I.2.2. Implantation

Ce bâtiment est implanté dans la wilaya d'Oran plus précisément dans la commune de Zahana , selon le classement des zones établi par les Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003, et le Règlement Neige et Vent RVN 2013, la région est classée en :

- Zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- Zone de vent II.
- Zone de neige B
- La contrainte admissible du sol est de $\approx 2,5$ bars (0,25 Mpa)
- Le bâtiment est à usage multiples dont le groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).



Figure I.3 : Implantation de l'ouvrage (Image prise de Google Earth)

I.3. Règlements et documents utilisés :

Euro code 3 et CCM97 : règles de calcul des constructions en acier

DTR BC 2-2 : document technique réglementaire (charges permanentes et d'exploitations)

RPA99-version 2003 : règles parasismique algérienne **version 2013**

Euro code 2, CBA93 et Bael 91R 99: béton armé aux états limites

DTR-BC 2-47 : règles définissant les efforts de la neige et du vent **version 2013**

Eurocode 4: Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.

I.4 Éléments constituant l'ouvrage

➤ Ossature de la structure

L'ossature de la structure est constituée par des portiques métalliques auto-stable et contreventé par des palées triangulées en X et en V inversé en UPN qui assurent la stabilité verticale et horizontale. Elle est constituée de poteaux en HEA et des poutres en IPE.

➤ **Planchers :**

Le plancher composant les structures horizontales sont des planchers mixtes acier béton à dalles collaborant la composition est illustrée sur la figure suivante :

Le bac d'acier est un profile en tôle nervurée laminée a froid. Cet élément sert non seulement armature mais aussi de coffrage pour la dalle en béton armé. A cet effet, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.

Les planchers reposant sur un ensemble de poutres principales et de solives métallique de type IPE.

La liaison entre la dalle mixte collaborant et les poutres porteuses est assurée par des goudjons connecteurs.

Pour ce bâtiment, concernant les planchers courants sont des planchers mixtes à dalles participantes dont les constituants sont :

- Dalle en béton armée d'épaisseur : 8 cm
- Tôle nervurée (TN40)

➤ **L'escalier :**

Les escaliers sont des éléments d'ouvrage permettant de passer d'un étage à un autre. Ils sont en structure métallique.

➤ **Conception du système de fondation :**

Conformément aux recommandations de l'étude de sol, Le système de fondations choisi sera de type fondations superficielles en semelles isolées et filante sous deux poteaux.

➤ **La terrasse :** Elle est inaccessible.

➤ **Acrotère :**

Rebord périphérique placé au dernier niveau d'un bâtiment, au-dessus de la terrasse réalisé généralement en maçonnerie, en béton armé, c'est un élément coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse de 60 cm de hauteur.

I.5 Généralités sur les matériaux

I.5.1 Béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et

d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment). On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres constituants pour modifier ses caractéristiques. Le béton utilisé sera de classe C25/30 alors on admettra pour le calcul les caractéristiques physiques et mécaniques suivantes :

- Ciment de classe CPA 325, avec un dosage de 350 kg/m³
- Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa
- Résistance caractéristique du béton à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1$ MPa
- Module de déformation longitudinale instantanée : $E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$ à 28 jours $E_{i28} = 32164,20$ MPa.
- Module de déformation longitudinale différée : $E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$ à 28 jours $E_{i28} = 10818,87$ MPa.
- Contrainte limite de compression à l'ELU : $f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$
 En situation durable et transitoire : $\gamma_b = 1,5$ $f_{bu} = 14,17$ MPa
 En situation accidentelle : $\gamma_b = 1,15$ $f_{bu} = 18,48$ MPa
- Contrainte admissible de compression à l'ELS : $\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 15$ MPa
- Le poids spécifique : $\rho = 25$ KN /m³
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4.10^{-6}$
- Granulat utilisé : sable, gravier (3 /8 ; 8 /15).

I.5.2 Acier

L'acier est un alliage métallique ferreux, qui est d'ailleurs principalement composé de fer, l'élément additionnel étant le carbone, qui n'est présent qu'à l'état de traces infimes. Selon les aciers, la teneur en carbone est comprise entre environ 0,005 % et 1,5 % en masse.

On admettra pour le calcul les caractéristiques physiques et mécaniques des aciers :

- Module de Young, module d'élasticité longitudinal de l'acier : $E = 210000$ MPa
 - Module d'élasticité transversal de l'acier : $G = 81000$ MPa
- Avec le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$ et $G = E / (2(1 + \nu))$
- Contraintes de calcul à l'ELU : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

En situation durable et transitoire : $\gamma_s = 1,15$

En situation accidentelle : $\gamma_s = 1$

- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- Acier de ferrailage Fe E400 : $f_e = 400$ MPa
- Acier de construction S235 ; limite d'élasticité : $f_y = 235$ MPa
- Contraintes admissibles à l'ELS :
 Fissuration peu nuisible : pas de vérification
 Fissuration préjudiciable : $\sigma_t = \min(\frac{2}{3}f_e, 150\eta)$
 Fissuration très préjudiciable : $\sigma_t = (0,5f_e, 110\eta)$
- Poids volumique : $\rho = 7850$ kg/m³

I.6 Conclusion

La connaissance des caractéristiques de l'ouvrage et des matériaux utilisés est une étape primordiale pour bien entamer l'étude, ce qui va nous être utile pour la détermination des charges agissantes sur les éléments de l'ouvrage lors des chapitres.

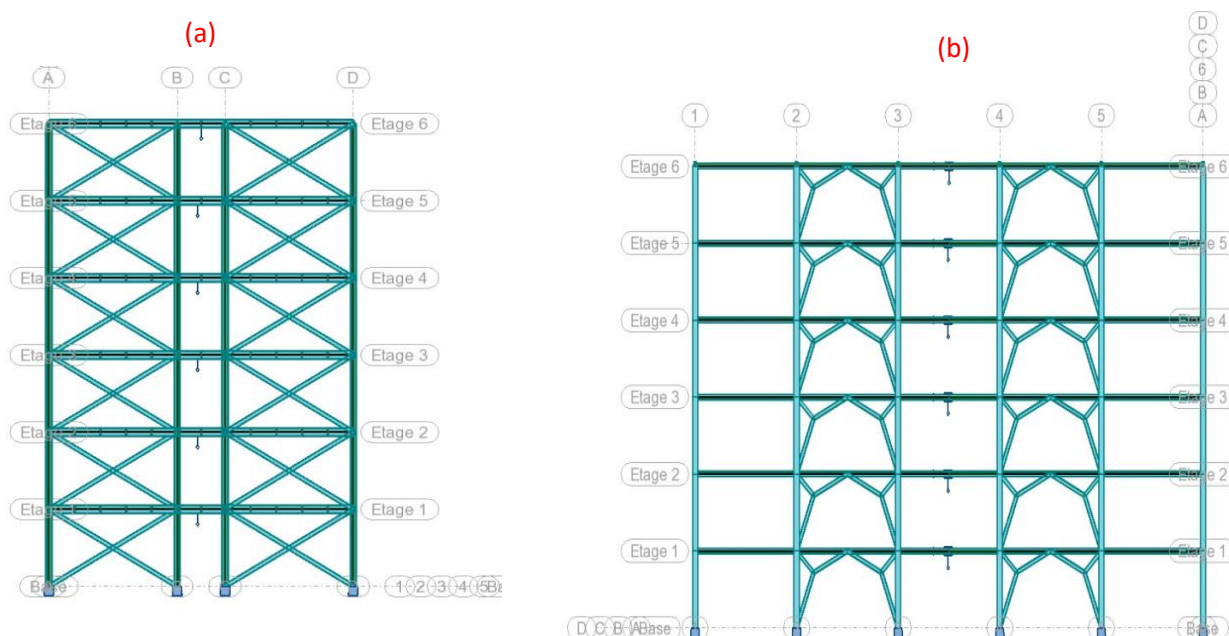


Fig. I.4 : Vue en élévation transversale (a) et longitudinale (b) de l'ossature métallique de la structure

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

II.0. introduction

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (**DTR C-2-47 RNVversion2013**)

II .1. Effet de la neige :

II.1.1.Introduction

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV version 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Notre projet se trouve à une altitude de 100 m.

II.1.2.Calcul de la charge de neige :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu S_k \text{ en KN/m}^2 \text{ (§ 1.3.1.1 DTR C-2-47 RNVversion2013)}$$

- S_k (en KN/m^2) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le bâtiment se situe dans la commune de Zahana dans la wilaya d'Oran, zone B selon la classification de RNV version2013 Influence de l'altitude : La valeur S_k est déterminée par les lois de variation suivant l'altitude.

L'altitude $H(\text{m})$ du site considéré par rapport au niveau de la mer de la commune de Zahana est de 100 m.

$$\begin{aligned} \text{Zone B : } S_k &= \frac{0.04.H + 10}{100} \\ S_k &= \frac{0.04.(100) + 10}{100} = 0.14 \text{ KN/m}^2. \end{aligned}$$

Pour les toitures plates l'angle de la pente est inférieure ou égale à 5%.
(§5.1.3 DTR C-2-47 RNV99 V2013)

Une toiture plate n'est en fait pas totalement horizontale.

Elle doit avoir une légère inclinaison afin de favoriser l'écoulement des eaux de pluie et ne pas perdre en étanchéité. Pour cela, il faut avoir une pente de 1% à 2%, et dans tous les cas ne pas dépasser les 5%, même pour les toitures les plus grandes donc $\mu=0,8$ pour un angle du versant par rapport à l'horizontale (en°) situé dans $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$ selon le tableau 1 du **DTR C-2-47 RNVversion2013**.

D'après le § 6.2.1.3 du règlement **DTR C-2-47 RNVversion2013**, il convient de considérer les dispositions de charges de neige suivantes.

-Cas (a) de charge uniformément répartie (fig. I.1 cas (a)) ;

-Cas (b) de charge uniformément répartie, appliquée sur la moitié la plus défavorable de la toiture (fig. I.1 cas (b)).

$$\text{Cas (a) : } S = \mu S_k = 0,8 \times 0,14 = 0,112 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Cas (b) : } S = 0,5\mu S_k = 0,5 \times 0,8 \times 0,14 = 0,056 \text{ KN/m}^2$$

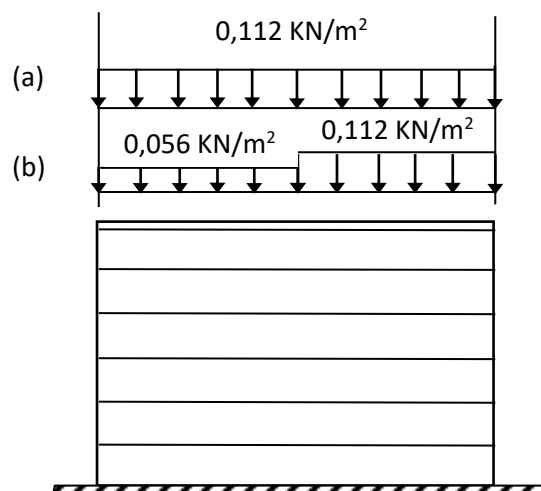


Figure II.1 valeurs de charges de neige S sur la toiture

-(a) : disposition uniforme sur le versant

-(b) : disposition non uniforme sur le versant

II.2. Effet du vent :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et il a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement DTR C-2-47 RNVversion2013. Ce document technique réglementaire fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 2000m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

II.2.1.Principes du DTR C-2-47 RNVversion2013:

- Le règlement impose d'étudier l'action du vent sur toutes les parois de la structure.
- Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire donc l'étude se fera sur deux parois.

Sens V1 : Vent parallèle à la façade principale.

Sens V2: Vent perpendiculaire à la façade principale

- (a) : Face latérale A : pignon d'axe 1
- (b) : Façade principale : long-pan d'axe D
- (c) : Face latérale B: pignon d'axe 6
- (d) : Façade arrière : long-pan d'axe A

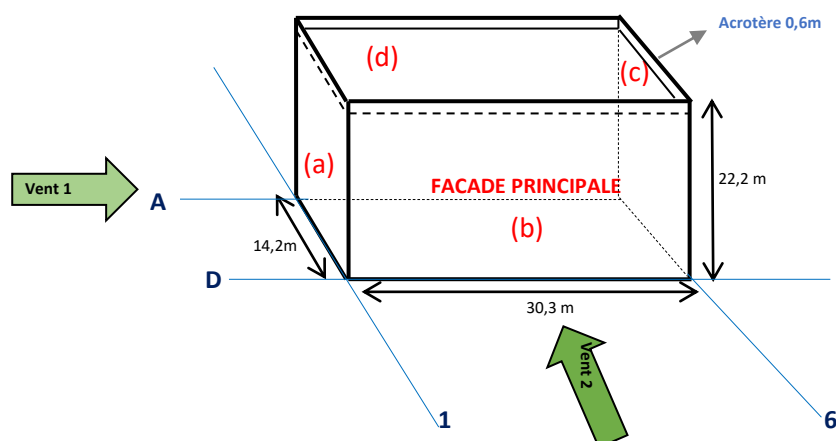


Figure II.2 : Actions du vent à considérer suivant les différentes directions.

II.2.2.données relatives au site :

Le bâtiment est classé en catégorie II $\rightarrow V_{\text{réf}} = 27 \text{ m/s}$

zone	$q_{\text{réf}} (\text{N/m}^2)$
II	435

Tableau II.1 : Valeurs de la pression dynamique de référence.

$q_{\text{réf}} (\text{N/m}^2)$: Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (durée d'utilisation supérieur à 5ans).

Catégories de terrain : pour notre cas la zone s'étend entre la catégorie III vers la catégorie IV en raison de plusieurs nouvelles constructions de bâtiments de plus de 15 m de hauteur qui ne cessent de gagner du terrain alors nous avons opté pour la catégorie de terrain IV (Zone dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m). (**Tableau 2.4 DTR C-2-47 RNVversion2013**).

catégories de terrain	K_t	Z_0	Z_{min}	ϵ
IV	0.234	1	10	0.67

Tableau II.2 : Définition des catégories de terrain

K_t : Facteur de terrain.

Z_0 : facteur qui dépend de la catégorie du terrain.

Z_{min} : Hauteur minimale.

ϵ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d .

II.2.3.Coefficient d'exposition au vent (C_e) :

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.

$C_e(z)$ est donné par : $C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$. (**§2.4.2. DTR C-2-47 RNVversion2013**).

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

$I_v(z)$: L'intensité de la turbulence.

Z (m) : La hauteur considérée.

II.2.4.Coefficient de topographie $C_t(z)$:

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci est confronté à des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées.

$C_t(z) = 1$ (Le Site est considéré comme plat.)

II.2.5.Coefficient de rugosité $C_r(z)$:

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien)

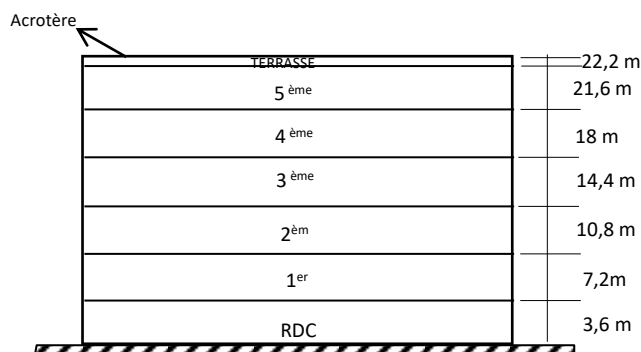
$$C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right) \text{ pour } z_{min} \leq z \leq 200$$

$$C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \text{ pour } z < Z_{min}$$

On a $h < d$ donc selon RNV : (**§2.4.4. DTR -2-47 RNV version 2013**)

Niveau	Z(m)	C _r (z)
RDC	3.6	0.539
1 ^{er}	7.2	0.539
2 ^{ème}	10.8	0.557
3 ^{ème}	14.4	0.624
4 ^{ème}	18	0.676
5 ^{ème}	21.6	0.719
toiture	22.2	0.725

Tableau II.3 : Coefficient de rugosité



II.2.6.Intensité de la turbulence :

Elle est donnée par la formule suivant :

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z > z_{\min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z \leq z_{\min}$$

(§2.4.6. DTR -2-47 RNV version 2013)

II.2.7. La pression dynamique de pointe q_p :

Elle est donnée par la formule suivant :

$$q_p = q_{\text{ref}} \times C_e(z_e) \quad [\text{N/m}^2] \quad (\text{§2.3.1 DTR -2-47 RNV version 2013})$$

q_{ref} : Valeur de la pression dynamique de référence.

z_e (m): La hauteur de référence .

Niveau	Z(m)	C _r (z)	I _v (z)	C _e (z _e)	q _p (N/m ²)
RDC	3.6	0.539	0.434	1.173	510.255
1 ^{er}	7.2	0.539	0.434	1.173	510.255
2 ^{ème}	10.8	0.557	0.420	1.222	531.57
3 ^{ème}	14.4	0.624	0.374	1.409	612.915
4 ^{ème}	18	0.676	0.346	1.563	679.905
5 ^{ème}	21.6	0.719	0.325	1.693	736.455
toiture	22.2	0.725	0.322	1.710	743.85

Tableau II.4 : La pression dynamique de pointe

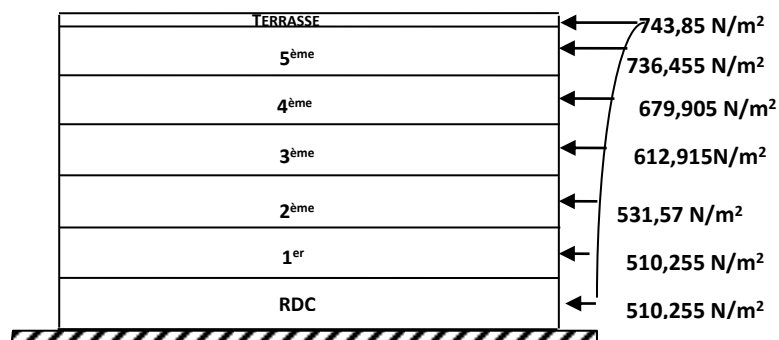


Figure II.3 : Répartition de la pression dynamique

II.2.8.Coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Pour trouver la valeur du coefficient dynamique nous devons appliquer les conditions de la valeur simplifiée (**§ 3.2 DTR -2-47 RNV version 2013**), pour notre cas vu que la hauteur est supérieure à 15 m, nous allons vérifier cette condition : Cas d'un bâtiment à ossature comportant des murs dont la hauteur est à la fois inférieure à 100m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

Pour la direction du vent 1 : avec $h=22,2$ m ; $b=14,2$ m

$$h=22,2 \text{ m} < 100 \text{ m}$$

$$h=22,2 \text{ m} < 4 \times 14,2 \text{ m} = 56,8 \text{ m} \text{ condition vérifiée}$$

Pour la direction du vent 2 : avec $h=22,2$ m ; $b=30,3$ m

$$h=22,2 \text{ m} < 100 \text{ m}$$

$$h=22,2 \text{ m} < 4 \times 30,3 \text{ m} = 121,2 \text{ m} \text{ condition vérifiée}$$

La structure est considérée peu sensible aux excitations dynamiques.

On considère une valeur conservatrice de $C_d=1$ pour toutes les directions du vent d'après le règlement **§ 3.2 DTR-2-47 RNV99 version 2013**.

II.2.9.Calcul de la pression dû au vent :

II.2.9.1. Détermination de la pression dynamique :

La pression dynamique $W(Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$w(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]} \text{ (**§2.5.2. RNV version 2013**)}.$$

A-Calcul des coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

On détermine les coefficients de pressions extérieures à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \text{ (**§ 5.1.1 RNV version 2013**)}$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

➤ La direction du vent V1

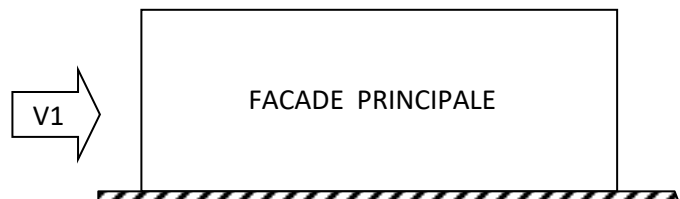


Figure II.4 direction du vent 1 sur la façade latérale A

Sur la façade latérale :

- Pour les parois verticales :

$b = 14,20 \text{ m}$; $d = 30,30 \text{ m}$; $h = 22,2 \text{ m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(14,20 ; 44,4) = 14,20 \text{ m}$

$d > e$ alors la paroi est divisée en A, B, C, D, E qui sont données par la figure

$S(A) = h * (e/5) = 22,2 \text{ m} \times 2,84 = 63,048 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$S(B) = h * (e - e/5) = 22,2 \text{ m} \times 11,36 = 252,192 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$S(C) = h * (d - e) = 22,2 \text{ m} \times 16,1 = 357,42 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$S(D) \text{ et } S(E) = h * b = 22,2 \text{ m} \times 14,2 = 315,24 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Donc on adopte le $C_{pe.10}$:

Paroi latérale			Paroi au vent	Paroi sous le vent
A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II.5 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

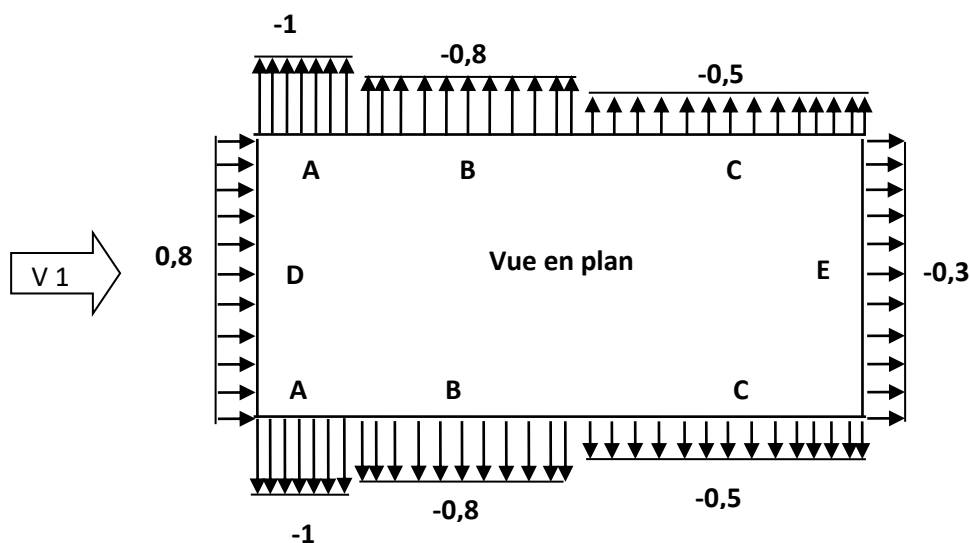


Figure II.5 Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales

• **La toiture :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure à 5°. Il convient de diviser les parois comme l'indique **la figure 5.5 (RNV99 version 2013)**.

Les valeurs de $C_{pe,10}$ sont obtenues avec acrotère par **le tableau 5.2 (RNV99 version 2013)**

Dans notre cas il s'agit d'une toiture plate avec acrotère (h_p) qui vaut 0.6 m donc

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{22.2} = 0.027$$

Comme la valeur h_p/h est située entre les valeurs de h_p/h du tableau, on doit procéder par une interpolation linéaire pour trouver les valeurs intermédiaires.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot x - x_0$$

		Zones			
		F	G	H	I
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Avec acrotères	$H_p/h=0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	± 2
	$H_p/h=0,05$	-1,4	-0,9	-0,7	± 2
	$H_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,7	± 2

Tableau II.6 : coefficients de pression extérieure des toitures plates de $C_{pe,10}$ avec acrotères

$$\text{Pour la zone F : } f(x) = -1,6 + \frac{-1,4 - (-1,6)}{0,05 - 0,025} \times (0,027 - 0,025) = -1,584$$

$$\text{Pour la zone G : } f(x) = -1,1 + \frac{-0,9 - (-1,1)}{0,05 - 0,025} \times (0,027 - 0,025) = -1,084$$

$$\text{Pour la zone H : } f(x) = -0,7 + \frac{-0,7 - (-0,7)}{0,05 - 0,025} \times (0,027 - 0,025) = -0,7$$

$$\text{Pour la zone I : } f(x) = \pm 2 + \frac{\pm 2 - (\pm 2)}{0,05 - 0,025} \times (0,027 - 0,025) = \pm 2$$

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,584	-1,084	-0,7	$\pm 0,2$

Tableau II.7 : Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant les zones de la toiture (direction V1)

$$e = \min[b ; 2h] = \min(14,20 ; 44,4) = 14,20 \text{ m}$$

$$e/2 = 7,1 \text{ m} \quad e/10 = 1,42 \text{ m} \quad e/4 = 3,55 \text{ m}$$

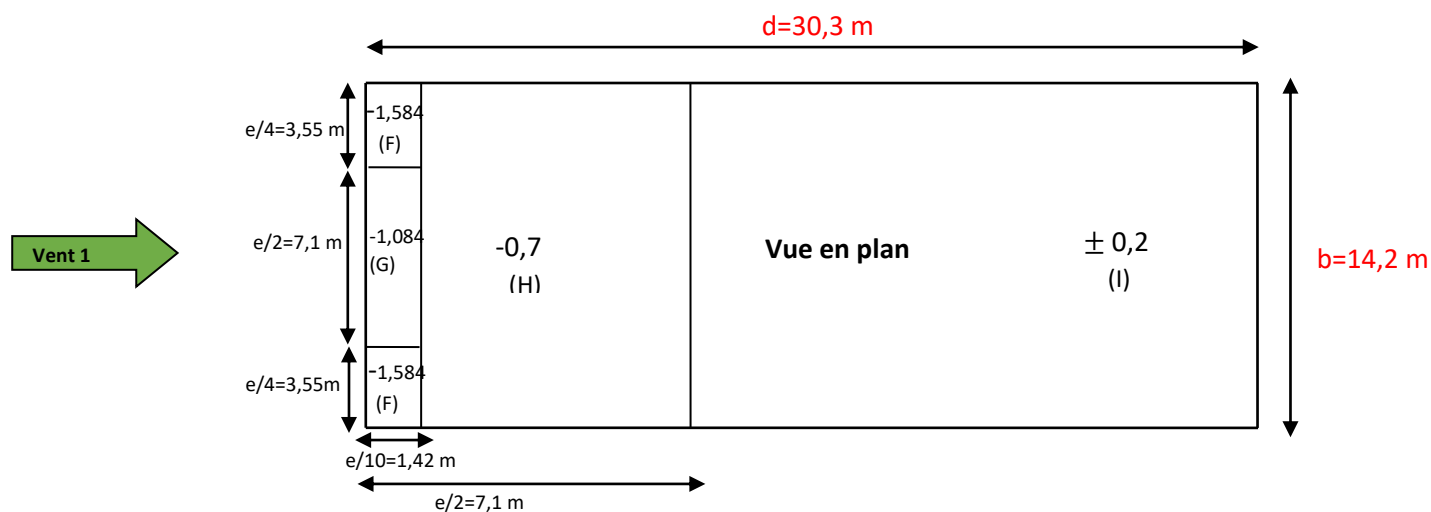


Figure II.6 : valeurs de coefficient de pression C_{pe} sur la toiture

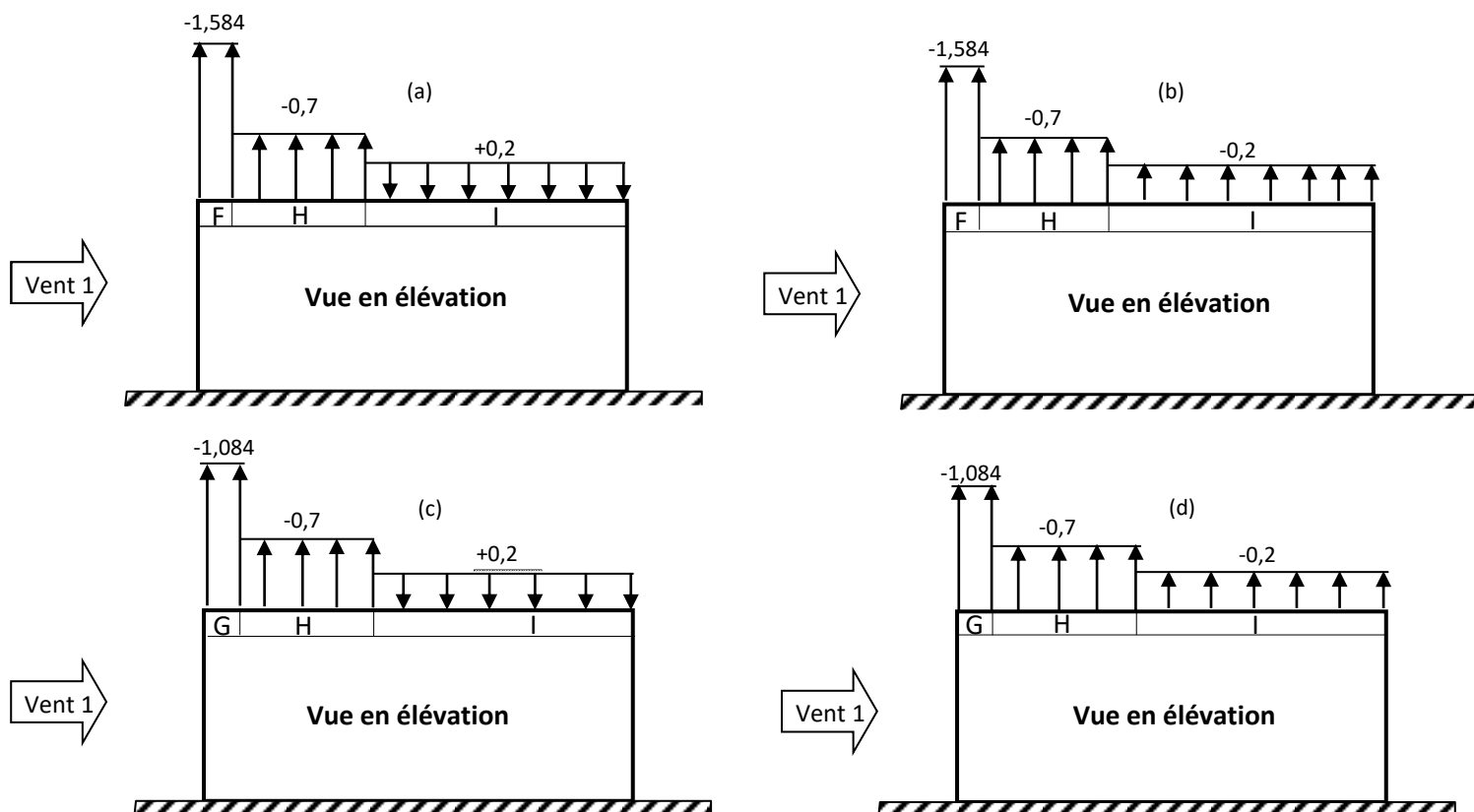


Figure II.7 Coefficient de pression C_{pe} sur la terrasse : (a), (b) zones F ; H et I ; (c), (d) zones G ; H et I
vent perpendiculaire au pignon d'axe 1 et d'axe 6

➤ **La direction du vent V2 :**

Sur la façade principale

- Pour les parois verticales :

$$d = 14,20 \text{ m} \quad b = 30,3 \text{ m} \quad h = 22,2 \text{ m}$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(30,3 ; 2 \times 22,2) = 30,3 \text{ m}$$

$d < e$ alors la paroi est divisée A', B', D, E qui sont données par la figure suivante

	Paroi latérale		Paroi au vent	Paroi sous le vent
	A'	B'	D	E
$C_{pe,10}$	-1	-0,8	+0,8	-0,3

Tableau II.8 : Valeurs de coefficient de pression C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

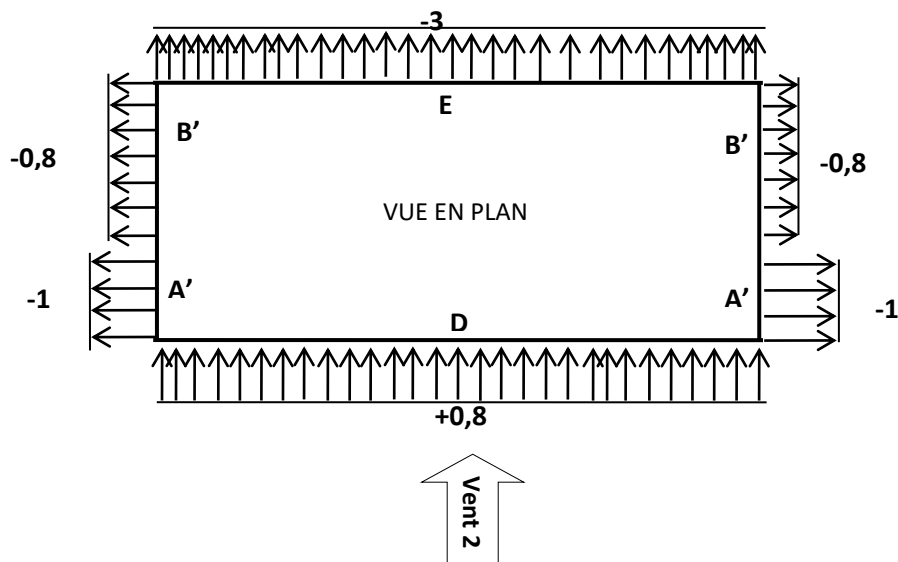


Figure II. 8 : Valeurs de $C_{pe,10}$ sur les parois verticales

- la terrasse :

Toiture plate dans le sens du vent 2 donc :

$$d = 14,20 \text{ m}$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(30,3 ; 2 \times 22,2) = 30,3 \text{ m}$$

$$b = 30,30 \text{ m}$$

$$e/4 = 7,575 \text{ m} ; e/10 = 3,03 \text{ m} ; e/2 = 15,15 \text{ m}$$

$$h = 22,2 \text{ m}$$

La toiture sera divisée en 3 zones de pression F, G et H vu que $e/2 \geq d$ **Figure 5.3 du DTR C-2-47 RNV version 201**

F	G	H
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,584	-1,084	-0,7

Tableau II.9 : Valeurs de coefficient de pression C_{pe} sur la terrasse

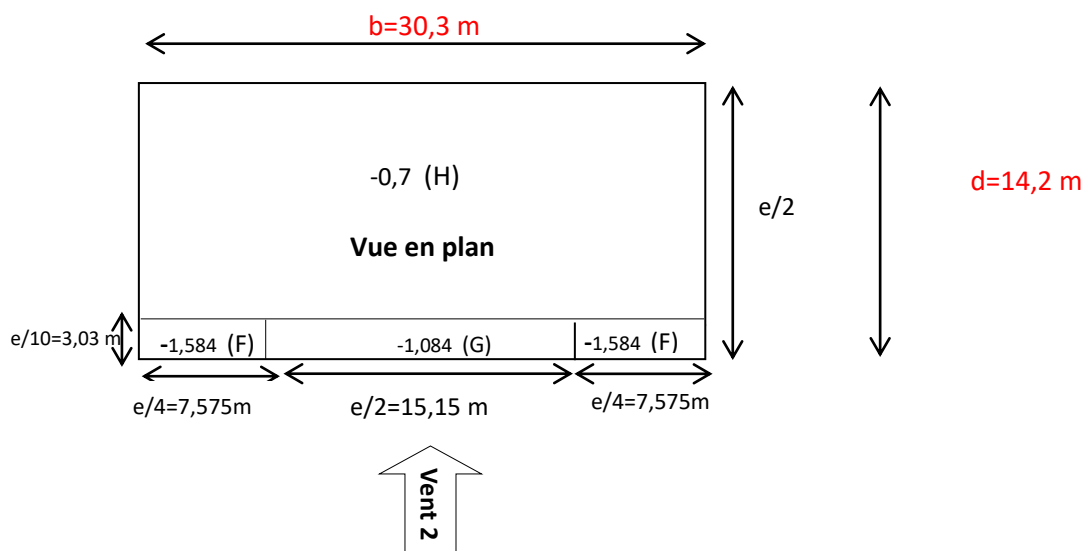


Figure II.9 : Valeurs de coefficient de pression C_{pe} sur la terrasse

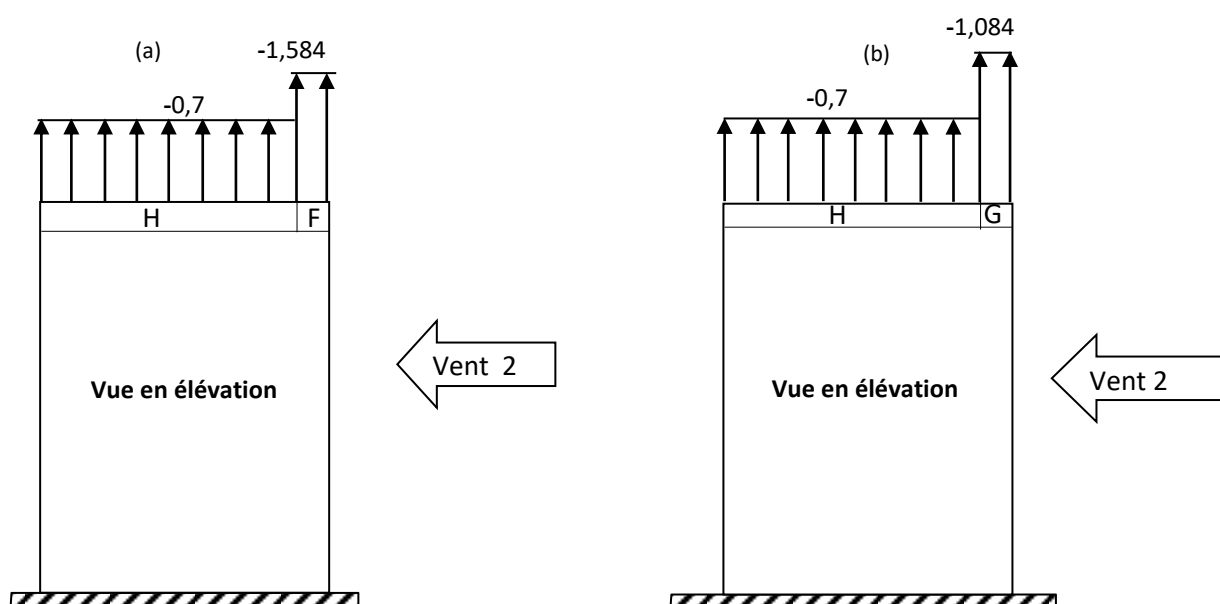


Figure II.10 : Valeurs de coefficient de pression C_{pe} sur la terrasse : (a) zones F et H ; (b) zones G et H vent 2 perpendiculaire au long-pan d'axe A et d'axe B

B-Coefficient de pression interne C_{pi} :

Pour calculer le coefficient de pression intérieure nous devons d'abord vérifier s'il existe une face dominante dans notre structure en procédant selon le principe (**§ 5.2.1.4 du DTR C-2-47 RNV version 2013**) qui dit ceci une face d'un bâtiment est considérée comme dominante lorsque l'aire des ouvertures dans la dite face est au moins égale à deux fois l'aire des ouvertures et des fuites d'air dans les autres faces du bâtiment.

Sil existe une face dominante nous allons adopter les principes **§ 5.2.2.1. du DTR C-2-47 RNV version 2013** au cas contraire nous allons adopter celui de (**§ 5.2.2.2. du DTR C-2-47 RNV version 2013**)

(1) Face principale long-pan d'axe A du bâtiment :

La somme des surfaces ouvertes = 130.68 m²

$$130,68 \text{ m}^2 \geq 2 \text{ fois la somme des autres faces } (124,38+9,24+9,24)$$

$$130,68 \text{ m}^2 \leq 142,86 \text{ non vérifié donc face non dominante}$$

(2) Face arrière long-pan d'axe B du bâtiment :

La somme des surfaces ouvertes = 124.38 m²

$$124.38 \text{ m}^2 \geq 2 \text{ fois la somme des autres faces } (130,68 + 9,24 + 9,24)$$

$$124,38 \leq 149,16 \text{ non vérifié donc face non dominante}$$

(3) Face latérale A pignon d'axe 1 du bâtiment :

La somme des surfaces ouvertes = 9.24 m²

$$9.24 \text{ m}^2 \geq 2 \text{ fois la somme des autres faces } (130,68 + 124,38 + 9,24)$$

$$9,24 \leq 246,3 \text{ non vérifié donc face non dominante}$$

(4) Face latérale B pignon d'axe 6 du bâtiment

La somme des surfaces ouvertes = 9.24 m²

$$9.24 \text{ m}^2 \geq 2 \text{ fois la somme des autres faces } (130,68 + 124,38 + 9,24)$$

$$9,24 \leq 246,3 \text{ non vérifié donc face non dominante}$$

Calcul selon le principe **§ 5.2.1.4 du DTR C-2-47 RNV version 2013**

Comme le bâtiment est sans face dominante le principe (**§ 5.2.2.2. du DTR C-2-47 RNV version 2013**) sera adopté donc le coefficient de pression intérieure sera déterminé à partir de la figure II.5 avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

➤ **La direction du vent V1 :**

$$\mu_p = \frac{130,68 + 124,38 + 9,24}{273.54} = 0.97$$

$$\text{pour } \frac{h}{d} \leq 0.25 \text{ ou } \frac{h}{d} > 1 \text{ pour notre cas } \frac{h}{d} = \frac{22.2}{30.3} = 0.73$$

Nous constatons que la valeur est comprise entre les deux conditions donc une interpolation linéaire peut être utilisée pour trouver le $C_{pi.1}$

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot x - x_0$$

$$f(x) = -0,3 + \frac{-0,5 - (-0,3)}{1 - 0,25} \times (0,73 - 0,25) = -0,428$$

Par interpolation linéaire après calcul $C_{pi} = -0.428$

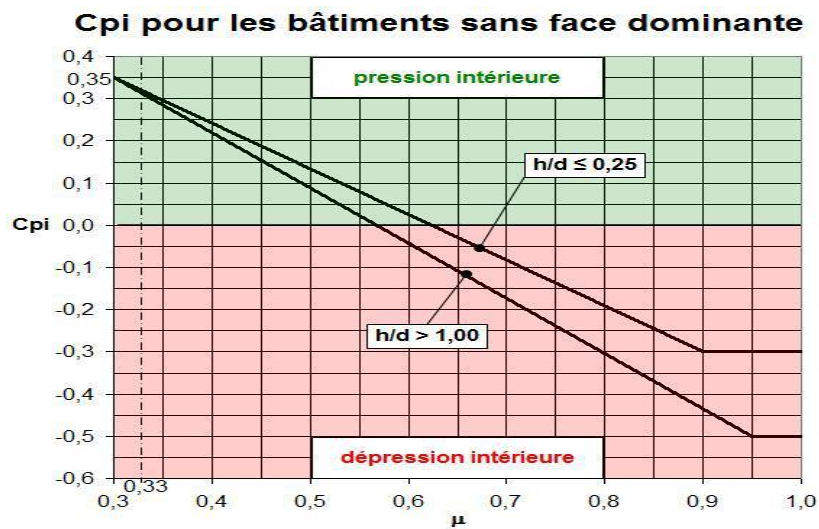


Figure II.11 : coefficient de pression C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

Les résultats de pression aérodynamique du vent $W(z_j)$ pour le vent 1 sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau	zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe10}	C_{pi}	$W(z_j)(N/m^2)$
RDC	A	510.255	-1	-0,428	-291,865
RDC	B	510.255	-0,8	-0,428	-189,814
RDC	C	510.255	-0,5	-0,428	- 36,738
RDC	D	510.255	0,8	-0,428	626,593
RDC	E	510.255	-0,3	-0,428	65,312
1 ^{er}	A	510.255	-1	-0,428	-291,865
1 ^{er}	B	510.255	-0,8	-0,428	-189,814
1 ^{er}	C	510.255	-0,5	-0,428	- 36,738
1 ^{er}	D	510.255	0,8	-0,428	626,593
1 ^{er}	E	510.255	-0,3	-0,428	65,312
2 ^{ème}	A	531.57	-1	-0,428	-304,580
2 ^{ème}	B	531.57	-0,8	-0,428	-197,744
2 ^{ème}	C	531.57	-0,5	-0,428	-38,273
2 ^{ème}	D	531.57	0,8	-0,428	652,767
2 ^{ème}	E	531.57	-0,3	-0,428	68,041
3 ^{ème}	A	612.915	-1	-0,428	-350,587
3 ^{ème}	B	612.915	-0,8	-0,428	-228,004
3 ^{ème}	C	612.915	-0,5	-0,428	-44,130
3 ^{ème}	D	612.915	0,8	-0,428	752,659
3 ^{ème}	E	612.915	-0,3	-0,428	78,453
4 ^{ème}	A	679.905	-1	-0,428	-388,905
4 ^{ème}	B	679.905	-0,8	-0,428	-252,924
4 ^{ème}	C	679.905	-0,5	-0,428	-48,953
4 ^{ème}	D	679.905	0,8	-0,428	834,923
4 ^{ème}	E	679.905	-0,3	-0,428	87,027
5 ^{ème}	A	736.455	-1	-0,428	-421,252
5 ^{ème}	B	736.455	-0,8	-0,428	-273,961
5 ^{ème}	C	736.455	-0,5	-0,428	-53,024
5 ^{ème}	D	736.455	0,8	-0,428	904,366
5 ^{ème}	E	736.455	-0,3	-0,428	94,266
Toiture	F	743.85	-1,584	-0,428	-859,890
Toiture	G	743.85	-1,084	-0,428	-487,965
Toiture	H	743.85	-0,7	-0,428	-202,327
Toiture	I (avec $c_{pi} < 0$)	743.85	-0,2	-0,428	169,598
	I (avec $c_{pi} > 0$)	743.85	+0,2	-0,428	467,138

Tableau II.10 : Les valeurs des pressions aérodynamiques du vent $W(z_j)$ sur toutes les zones du bâtiment R+5 (Vent 1)

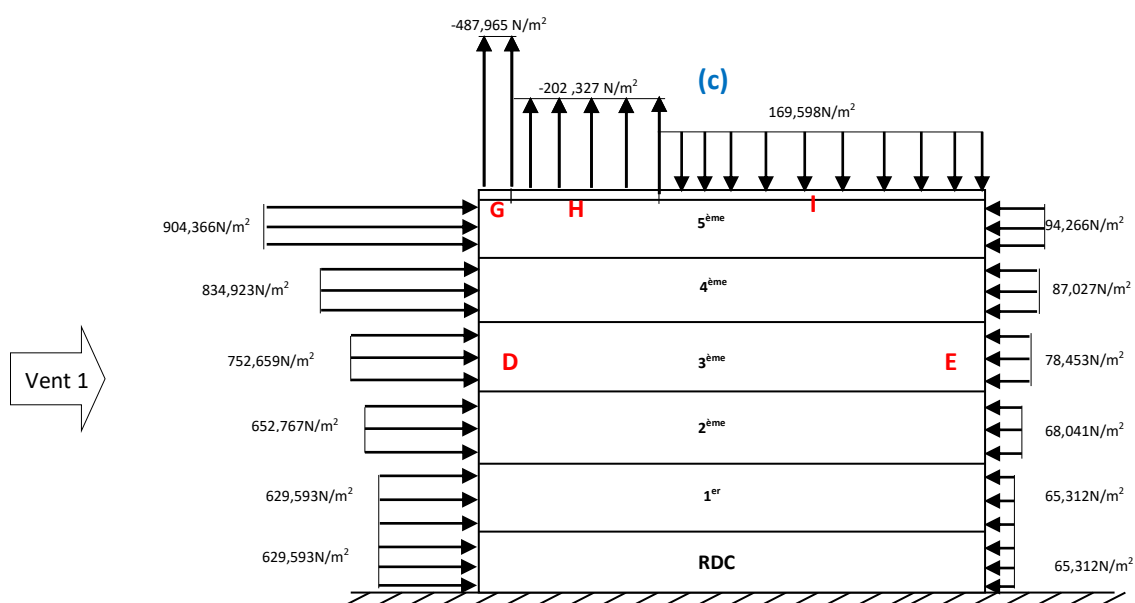
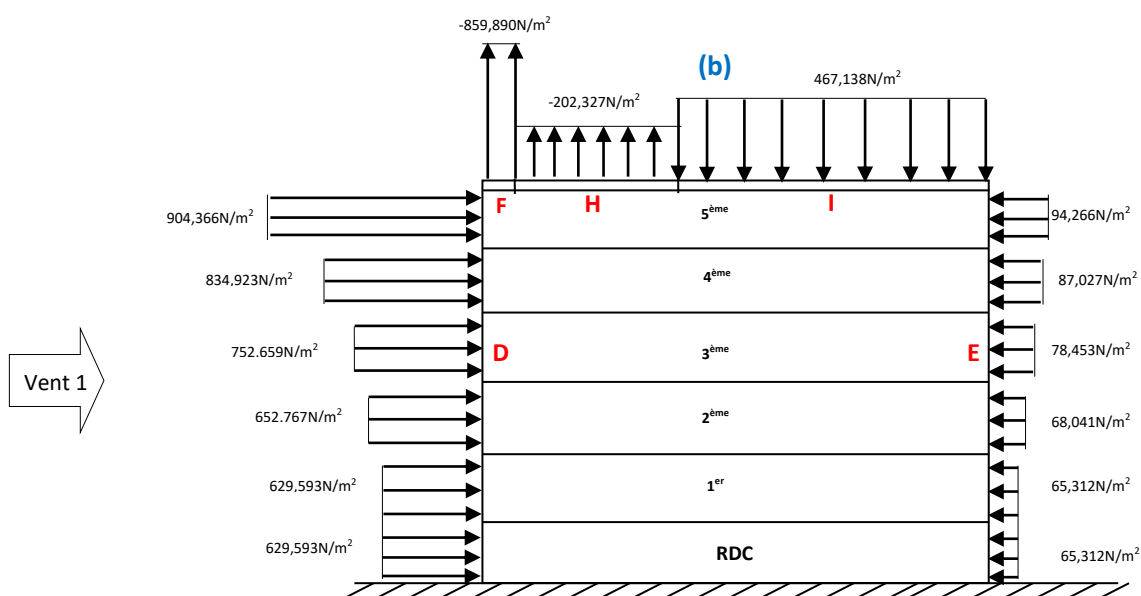
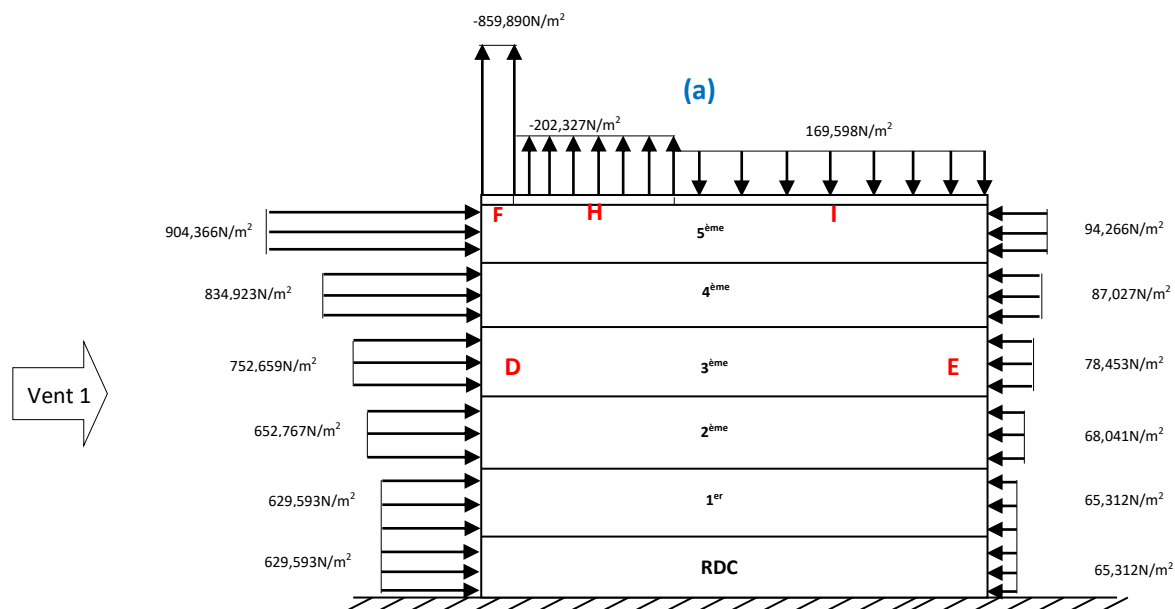


Figure II.12 : (a),(b),et (c) valeurs de pression aérodynamique W_z sur les zones D, E, F, G, H, I du Vent 1 perpendiculaire au pignon d'axe 1 et d'axe 6

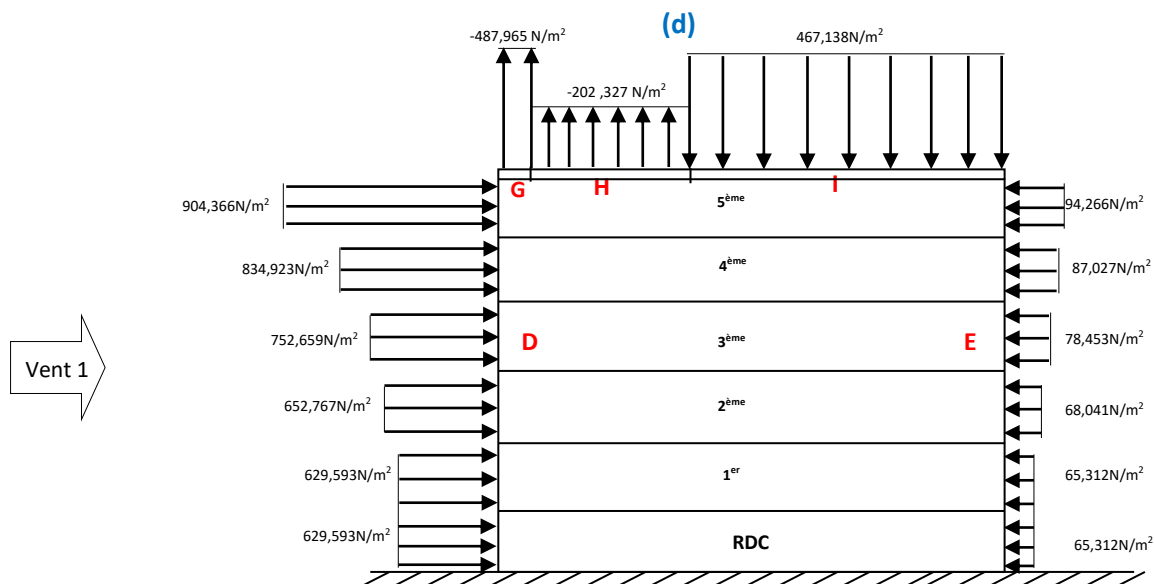


Figure II.13 : (d) valeurs de pression aérodynamique W_{zi} sur les zones D, E, G, H, I du Vent 1 perpendiculaire au pignon d'axe 1 et d'axe 6

• Coefficient de pression interne C_{pi2} :

➤ La direction du vent V2 :

$$\mu_{p2} = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} = \frac{132,38 + 9,24 + 9,24}{273,54}$$

$$\mu_{p2} = \frac{142,86}{273,54} = 0,52 \quad \text{pour } \frac{h}{d} \leq 0,25 \text{ ou } \frac{h}{d} > 1 \text{ dans notre cas } \frac{h}{d} = \frac{22,2}{14,2} = 1,56 > 1$$

Donc le $C_{pi2} = +0,07$

Les valeurs des pressions aérodynamiques $W(z_j)$ sur le bâtiment (Vent 2)

Niveau	zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe10}	C_{pi}	$W(z_j)(N/m^2)$
RDC	A'	510.255	-1	+0,07	-545.979
RDC	B'	510.255	-0,8	+0,07	-443,922
RDC	D	510.255	+0,8	+0,07	372,486
RDC	E	510.255	-0,3	+0,07	-188,794
1 ^{er}	A'	510.255	-1	+0,07	-545.979
1 ^{er}	B'	510.255	-0,8	+0,07	-443,922
1 ^{er}	D	510.255	+0,8	+0,07	372,486
1 ^{er}	E	510.255	-0,3	+0,07	-188,794
2 ^{ème}	A'	531.57	-1	+0,07	-568,7799
2 ^{ème}	B'	531.57	-0,8	+0,07	-462,466
2 ^{ème}	D	531.57	+0,8	+0,07	388,0461
2 ^{ème}	E	531.57	-0,3	+0,07	-196,6809

3 ^{ème}	A'	612.915	-1	+0,07	-655,819
3 ^{ème}	B'	612.915	-0,8	+0,07	-533,236
3 ^{ème}	D	612.915	+0,8	+0,07	447,428
3 ^{ème}	E	612.915	-0,3	+0,07	-226,779
4 ^{ème}	A'	679.905	-1	+0,07	-724,498
4 ^{ème}	B'	679.905	-0,8	+0,07	-591,517
4 ^{ème}	D	679.905	+0,8	+0,07	496,331
4 ^{ème}	E	679.905	-0,3	+0,07	-251,564
5 ^{ème}	A'	736.455	-1	+0,07	-788,007
5 ^{ème}	B'	736.455	-0,8	+0,07	-640,715
5 ^{ème}	D	736.455	+0,8	+0,07	537,612
5 ^{ème}	E	736.455	-0,3	+0,07	-272,488
Toiture	F	743.85	-1,584	+0,07	-1230,327
Toiture	G	743.85	-1,084	+0,07	-858,40
Toiture	H	743.85	-0,7	+0,07	-572,764

Tableau II. 11 : Les valeurs des pressions aérodynamiques du vent W (zj) sur toutes les zones du bâtiment R+5 (Vent 2) perpendiculaire au long-pan d'axe A et d'axe B

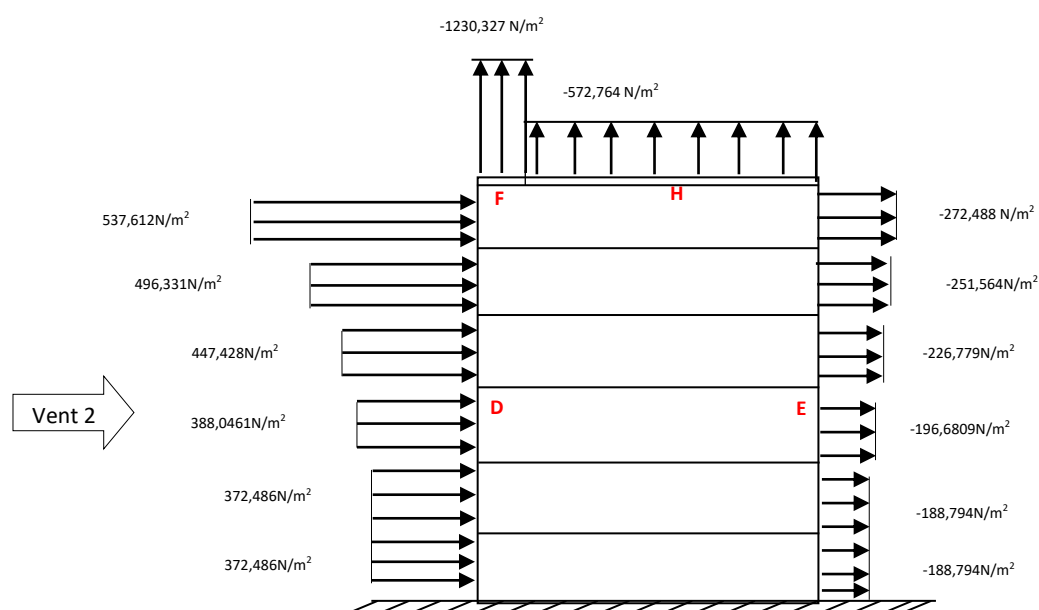


Figure II.14 : valeurs de pression aérodynamique W_{zj} sur les zones D, E, F, H du Vent 2 perpendiculaire au long-pan d'axe A et d'axe B.

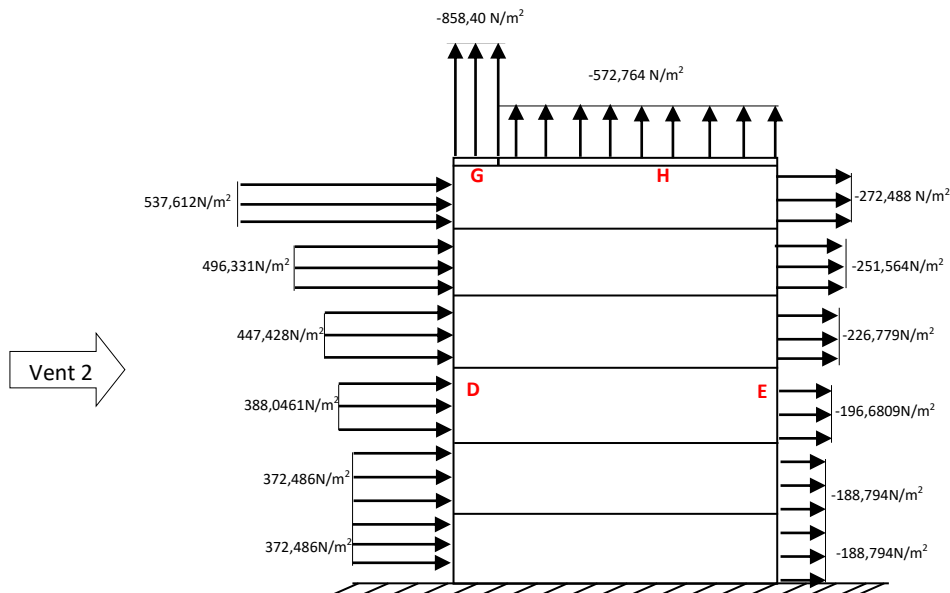


Figure II.15 : valeurs de pression aérodynamique W_{zj} sur les zones D, E, G, H du Vent 2 perpendiculaire au long-pan d'axe A et d'axe B.

➤ **La direction du vent V4 perpendiculaire à la face arrière :**

$$\mu_{p2} = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} = \frac{130,68 + 9,24 + 9,24}{273,54}$$

$$\mu_{p2} = \frac{149,16}{273,54} = 0,55 \quad \text{pour } \frac{h}{d} \leq 0,25 \text{ ou } \frac{h}{d} > 1 \text{ dans notre cas } \frac{h}{d} = \frac{22,2}{14,2} = 1,56 > 1$$

Donc le $C_{pi2} = +0,06$

Remarque : le coefficient de pression intérieure du vent 4 est très proche que celui du vent 2 donc il n'y aura pas une très grande différence des valeurs des pressions aérodynamiques du vent 4 et celles du vent 2.

• **Calcul des forces de frottement :**

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). (§ 2.6.3 du DTR C-2-47 RNV version 2013)
Condition à vérifier :

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$$

➤ **Direction V1 :**

$$2(30,322,2) \leq 4(2 \times 14,2 \times 22,2) \quad 1345,32 \leq 2521,92 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Direction V2 :**

$$2(14,2 \times 22,2) \leq 4(2 \times 30,3 \times 22,2) 630,48 \leq 5381,28 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de force de frottement sur les parois.

II. 3 Conclusion

Nous avons déterminé dans ce chapitre, l'action des différents types de charges appliquées sur les éléments de l'ouvrage. Les actions climatiques ont été déterminées conformément au règlement DTR C-2-47 RNV version 2013.

Nous procéderons dans le chapitre suivant au prédimensionnement des éléments porteurs qui constituent la structure de l'ouvrage.

Chapitre III : Pré Dimensionnement des éléments structuraux

III.1 Introduction

Ce chapitre est consacré au pré dimensionnement de l'ouvrage qui consiste à déterminer les dimensions des différents éléments de la structure en respectant les règles et principes prescrits par le document technique réglementaire "D.T.R-B.C-2.44 CCM 97" et l'Eurocode 3. Nous commencerons par une étude initiale des éléments porteurs de la structure, à savoir les poutres (principales, secondaires), les solives et les poteaux

Nous allons pré dimensionner chaque élément porteur à partir de trois conditions suivantes :

Vérification de la condition de flèche.

Vérification de la condition de résistance.

Vérification au cisaillement.

III.2 Pré dimensionnement:

III.2.1 Les solives :

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminée par la condition suivante : $0.7 \text{ m} < L < 1.50 \text{ m}$

III.2.1.1 L'entraxe des solives :

L'entraxe des solives doit satisfaire la condition suivante : $0,7 \text{ m} \leq \text{Entraxe} \leq 1,50 \text{ m}$

Longueur de la poutre principale : $L = 5,9 \text{ m}$.

Donc : $\text{Entraxe} = 5,9/5 = 1.18 \text{ m}$

Avec le nombre de solive est égal à 4.

Longueur de la solive : $L = 6.00 \text{ m}$.

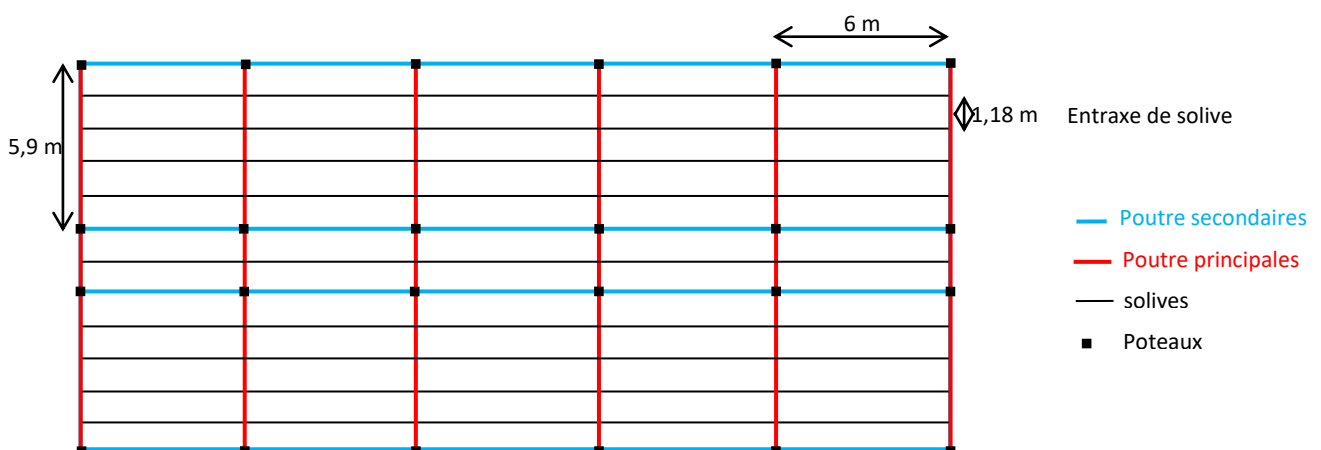
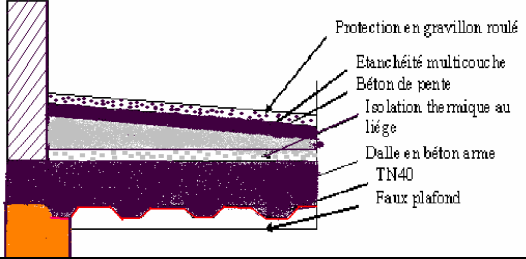


Figure III.1 : Disposition des solives, des poutres, des poteaux et de L'entraxe des solives.

III.2.1.2. Charges sur les solives de niveau terrasse

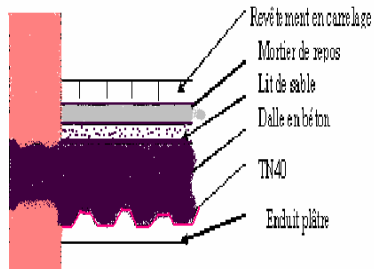
Chargement	Charge linéique sur la solive
Charges permanentes «G» : Poids propre du plancher : -TN40..... 10kg/ m ² -dalle pleine en BA (8cm).....200kg/ m ² -Polystyrène (4cm).....5kg/ m ² -forme de pente (8cm).....176kg/ m ² -plafond suspendu.....20kg/ m ² -gravillon roulée (4cm)..... 80kg/ m ² G = 491 kg/m²	G = 491x1,18= 579,38 kg/ml 
G=579,38kg/ml	
Surcharge : Charge d'exploitation P=100 kg/m² charge de neige S =11,2 kg/m²	Q= (100+11,2) x1,18=131,216 kg/ml
Q =P+ S =133,44 kg/ml	

Combinaison des charges

Charge pondérée : 1.35G +1.5Q	Charge non pondérée : G+P+ S
978,987 kg/ml	710,596 kg/ml

Tableau III. 1. : des charges de solives de la terrasse

III.2.1.3 Charges sur les solives d'étage courant :

Chargement	Charge linéaire
Charges permanentes «G» : Poids propre du plancher : -TN40.....10kg/ m ² -dalle pleine en BA (8cm).....200kg/ m ² -mortier de pose (2cm).....40kg/ m ² -plafond suspendu.....20kg/ m ² -carrelage (2cm).....40kg/ m ² -cloison en brique creuse..... 75 kg/m ² G=385 kg/m²	G =385x1,18= 454,43 kg/ml 
G=454,43 kg/ml	
Surcharge :	

Charge d'exploitation $P=250 \text{ kg/m}^2$	$Q= 250 \times 1,18=295 \text{ kg/ml}$
$Q=295 \text{ kg/ml}$	

Combinaison des charges

Charge pondérée : $1.35G + 1.5Q$	Charge non pondérée : $G+Q$
$1055,980 \text{ kg/ml}$	$749,43 \text{ kg/ml}$

Tableau III.2 : des charges de solives à l'étage courant

III.2.1.4. Pré- dimensionnement de solives de niveau terrasse :

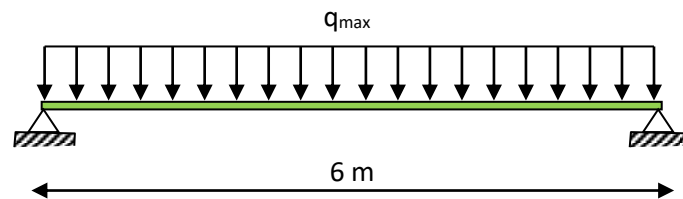


Figure III.2 : Solive uniformément chargée sur deux appuis

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes:

$$G = 491 \text{ kg/m}^2 \quad Q = 111,2 \text{ kg/m}^2$$

III.2.1.4.1 Vérification de la condition de flèche : (ELS)

• Valeurs limites des flèches

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

Condition	f_{adm} flèche dans l'état final
Toiture en général	$L/200$
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	$L/250$

Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état Limite ultime	L/400
Cas où f_{adm} peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

Tableau III.3 : Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales selon le CCM 97

Vu que la solive est doublement appuyée et supporte une charge uniformément répartie, et en considérant un plancher en général, la condition de la flèche s'écrit :

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad I_y = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times f_{max}} \quad \text{Avec } f_{adm} = L/250$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq f_{adm}$

La solive est sollicitée par les charges suivantes :

$$G = 491 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 111,2 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{els} = G + Q = 491 + 111,2 = 602,2 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 602,2 \times 1,18 = 710,596 \text{ kg/ml}$$

$$I_y = \frac{5 \times 710,596 \times 6^4 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9 \times 6} = 23792 \cdot 10^{-9} \text{ m}^4 = 2379,2 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : IPE 220 avec $I_y = 2772 \text{ cm}^4$

Profilé	Poids	Dimensions						Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm	I _y cm	I _z cm
IPE220	26,2	33,5	220	110	9,2	5,9	177,6	2772	205	285,4	58,11	9,11	2,48

Tableau III.4 : Caractéristiques du profilé IPE220

• **Vérification de la flèche (poids propre inclus) :**

$$f_{max} \leq f_{adm} \quad f_{adm} = L/250 = 6/250 = 0.024 \text{ m} = 2,4 \text{ cm}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 26,2 \text{ kg/m} = 26,2 \text{ Kg/ml}$

$$\text{La charge sera : } Q_{ELS} = q + P_p = 710,596 + 26,2$$

$$Q_{ELS} = 736,796 \text{ kg/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 736,796 \times 6^4}{384 \times 21 \cdot 10^9 \times 2772 \cdot 10^{-8}} = 0.021 \text{ m} = 2,1 \text{ cm} \leq 2,4 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III. 2.1.4.2 Vérification de la condition de résistance (ELU) :

- Classe du profilé IPE 220

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \varepsilon = 1$$

$$\frac{177,6}{5,9} = 30 \leq 72 \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{110/2}{9,2} = 5,9 \leq 10 \varepsilon \quad \text{La semelle de classe 1}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

- Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$\begin{aligned} Q_{ELU} &= 1,35 \times (P_p + G) + 1.5 \times (Q) \\ Q_{ELU} &= 1,35 \times [26,2 + (491 \times 1.18)] + 1.5 \times (111,2 \times 1,18) \\ Q_{ELU} &= 1014,357 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L}{2} = \frac{1014,357 \times 6}{2} = 3043,071 \text{ daN}$$

$$\begin{aligned} V_{pl,rd} &= \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 1591 \text{ mm}^2 \\ V_{pl,rd} &= \frac{1591 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 19713,9 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} = 3043,071 \text{ daN} \leq 0,5(19713,9) \text{ daN}$$

$$3043,071 \text{ daN} \leq 9856,95 \text{ daN} \quad \text{donc } V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

• Vérification de résistance au moment fléchissant :

On doit vérifier que: $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L^2}{8} = \frac{1014,357 \times 36}{8} = 4564,6065 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{285,4 \times 235}{1,1} = 6097,1 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 6097,1 \text{ daN.m} \geq M_{sd} = 4564,6065 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

Le profilé IPE220 répond à toutes les conditions de règlement CCM97 et l'eurocode 3 concernant la vérification de la résistance et la vérification de la flèche.

III.2.1.5 Solive de plancher étage courant :

La procédure de calcul des solives pour l'étage courant est la même que celle de la terrasse.
Le calcul des solives est récapitulé dans le tableau III:

Elément	Q _{els} (daN/ml)	Q _{elu} (daN/ml)	Profilé choisie	Classe du profilé	Fleche	Vérification de résistance			
						Effort tranchant		Moment fléchissant	
						V _{sd}	0.5V _{pl,rd}	M _{sd}	M _{pl,rd}
Solive d'étage courant	749,43	1055,98	220	1	2,1 ≤ 2,4	3167,94 daN/ml	9856,95 daN/ml	4751,91 daN/ml	6097,1 daN/ml

Tableau III.5 : Pré-dimensionnement des solives d'étage courant

Finalement le choix de profilé **IPE 220** convient pour le plancher étage courant et la terrasse.

III.2.2 Les poutres principales :

Le bâtiment étudié comporte des poutres principales d'une longueur de 6 m et elles sont considérées encastrees dans leurs extrémités et uniformément chargées, et elles sont soumises à la flexion simple.

III.2.2.1. Poutre principale pour terrasse :

III.2.2.1.1 L'entraxe des poutres principales:

Longueur de du bâtiment entre poutre : L= 30 m.

Nombre d'espace entre poutre : 5

Donc : Entraxe = 30/5 = 6 m

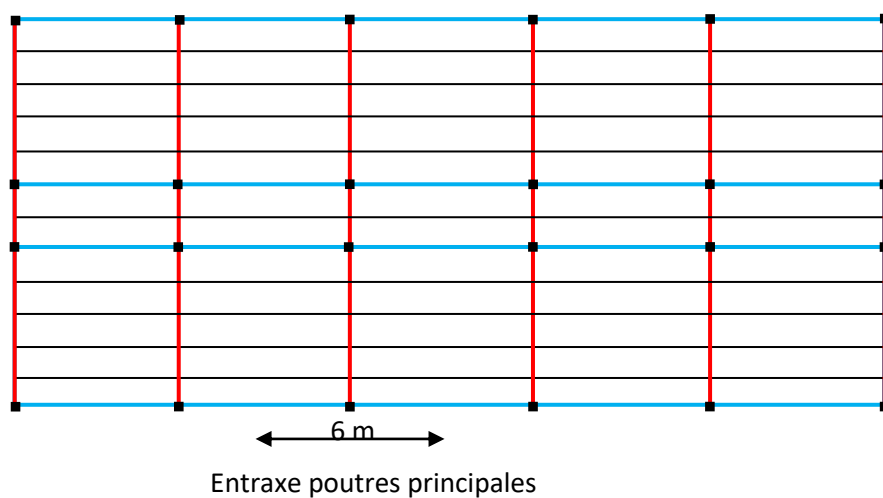


Figure III.3. : L'entraxe des poutres principales.

III.2.2.1.2 Chargements :

Les poutres principales en plus de la charge uniformément répartie, supportent le poids propre des solives, donc ce poids doit être réparti sur la longueur de la poutre comme suit:

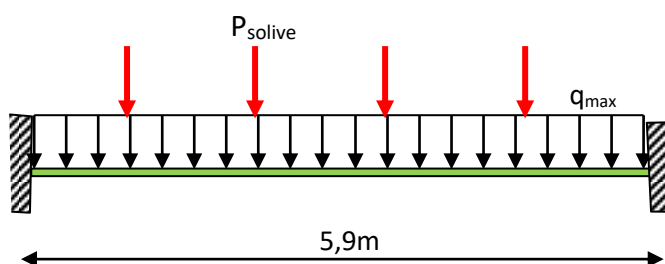


Figure III.4 : Schéma de la poutre principale chargée uniformément d'une longueur de 5,9 m

Chargement Surfacique	Chargement linéaire
$G_s = \frac{pp}{entraxe\ solive} \times n_s = \frac{26,2}{1,18} \times 4 = 88,81 \text{ kg/m}^2$	$G_{total} = (491 + 88,81) \times 6 = 3478,86 \text{ kg/ml}$
$G = 3478,86 \text{ kg/ml}$	
$Q = 111,2 \text{ kg/m}^2$	$Q_{total} = 111,2 \times 6 = 667,2 \text{ kg/ml}$
ELU	ELS
$Q_{elu} = 1,35 \times (G + pp) + 1,5 \times Q$	$Q_{els} = G + Q$
$Q_{elu} = 1,35 \times (3478,86 + pp) + 1,5 \times 667,2$	$Q_{els} = 3478,86 + 667,2$
	$Q_{els} = 4146,06 \text{ kg/ml}$

Tableau III.6 : Charges permanentes et d'exploitations pour le prédimensionnement de la poutre principale

III.2.2.1.3 Vérification de la condition de flèche (ELS) :

La flèche d'une poutre bi-encastree et uniformement chargée est donnée par :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq f_{adm}$

$$\text{Avec } f_{adm} = L/250 \quad f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad I_y = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times f_{max}}$$

$$I_y = \frac{5 \times 4146,06 \times (5,9)^4 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9 \times 5,9} = 131993,06 \cdot 10^{-9} \text{ m}^4 = 13199,306 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : IPE 360 avec $I_y = 16270 \text{ cm}^4$

Profilé	Poids	Dimensions						Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm	I _y cm	I _z cm
IPE360	57,1	72,7	360	160	12,7	7,5	298,6	16270	205	1019	191,1	14,95	3,79

Tableau III.7 : Caractéristiques du profilé IPE360

• Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$\text{Avec } f_{adm} = L/250 \quad f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 57,1 \text{ Kg/m} = 57,1 \text{ daN/ml}$

La charge sera : $Q_{ELS} = q + P_p = 4146,06 + 57,1 = 4203,16 \text{ daN/ml}$

$$f_{max} = \frac{5 \times 4203,16 \times (5,9)^4}{384 \times 21 \cdot 10^9 \times 16270 \cdot 10^{-8}} = 0,019 \text{ m} = 1,9 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = L/250 = 5,9/250 = 0,0236 \text{ m} = 2,36 \text{ cm}$$

Donc $f_{max} = 1,9 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2,36 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

III.2.2.1.4 Vérification de la condition de résistance (ELU) :

- Classe du profilé IPE 360 :

- Classe de l'âme fléchiée :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \varepsilon = 1$$

$$\frac{298}{7,5} = 39,7 \leq 72 \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{160/2}{12,7} = 6,3 \leq 10 \varepsilon \quad \text{La semelle de classe 1}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

- Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$\begin{aligned} Q_{elu} &= 1,35 \times (P_p + G) + 1.5 \times (Q) \\ Q_{elu} &= 1,35 \times [57,1 + 3478,86] + 1.5 \times 667,2 \\ Q_{elu} &= 5774,346 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L}{2} = \frac{5774,346 \times 5,9}{2} = 17034,3207 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 3758,45 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{3758,45 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 46570,6 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} = 3043,071 \text{ daN} \leq 0,5(46570,6) \text{ daN}$$

$$3043,071 \text{ daN} \leq 23285,3 \text{ daN} \quad \text{donc } V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de résistance au moment fléchissant :

On doit vérifier que: $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L^2}{8} = \frac{5774,346 \times 34,81}{8} = 25125,6 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1019 \times 235}{1,1} = 21769,5 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 21769,5 \text{ daN.m} \leq M_{sd} = 25125,6 \text{ daN.m} \quad \text{condition non vérifiée}$$

Comme la vérification au cisaillement du profilé IPE 360 ne respecte pas la condition
Nous allons choisir le profilé IPE 400

Profilé	Poids	Dimensions						Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm	I _y cm	I _z cm
IPE400	66,3	84,5	400	180	13,5	8,6	331	23130	1318	1307	229	16,55	3,95

Tableau III.8 : Caractéristiques du profilé IPE400

- **Vérification de la flèche (poids propre inclus) : ELS**

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$\text{Avec } f_{adm} = L/250 \quad f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 66,3 \text{ Kg/m} = 66,3 \text{ daN/ml}$

La charge sera : $Q_{ELS} = q + P_p = 4146,06 + 66,3 = 4212,36 \text{ daN/ml}$

$$f_{max} = \frac{5 \times 4212,36 \times (5,9)^4}{384 \times 21.10^9 \times 23130.10^{-8}} = 0,017 \text{ m} = 1,7 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = L/250 = 5,9/250 = 0,0236 \text{ m} = 2,36 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } f_{max} = 1,7 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2,36 \text{ cm}$$

- **Vérification de la condition de résistance (ELU) :**

➤ Classe du profilé IPE 400 :

➤ Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \varepsilon = 1$$

$$\frac{331}{8,6} = 38,5 \leq 72 \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{170/2}{13,5} = 6,3 \leq 10 \varepsilon \quad \text{La semelle de classe 1}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$\begin{aligned} Q_{ELU} &= 1,35 \times (P_p + G) + 1,5 \times (Q) \\ Q_{ELU} &= 1,35 \times [66,3 + 3478,86] + 1,5 \times 667,2 \\ Q_{ELU} &= 5786,766 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L}{2} = \frac{5786,766 \times 5,9}{2} = 17071 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{Mo} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 4273,1 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{4273,1 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 52947,6 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} = 3043,071 \text{ daN} \leq 0,5(52947,6) \text{ daN}$$

$$4273,1 \text{ daN} \leq 26473,8 \text{ daN} \quad \text{donc } V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de résistance au moment fléchissant :**

On doit vérifier que: $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L^2}{8} = \frac{5786,766 \times 34,81}{8} = 25179,6 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1307 \times 235}{1,1} = 27922,2 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 27922,2 \text{ daN.m} \geq M_{sd} = 25179,6 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.2.2.2 Poutres principales pour étage courant :

La procédure de calcul est la même pour les poutres principales intermédiaires des étages courants.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant.

Elément	Q _{els} (dan/ml)	Q _{elu} (daN/ml)	Profilé choisi	Classe du profilé	Fleche	Vérification de résistance			
						Effort tranchant		Moment fléchissant	
						V _{sd}	0.5V _{pl.rd}	M _{sd}	M _{pl.rd}
Solive d'étage courant	4342,86	6177,366	400	1	1,4 ≤ 2,36	18223,23 dan/ml	26473,8 dan/ml	26879,26 dan/ml	27922 dan/ml

Tableau III. 9 : Pré-dimensionnement des poutres d'étage courant

III.2.3 Les poutres secondaires

III.2.3.1 Les poutres secondaires (poutre de rive):

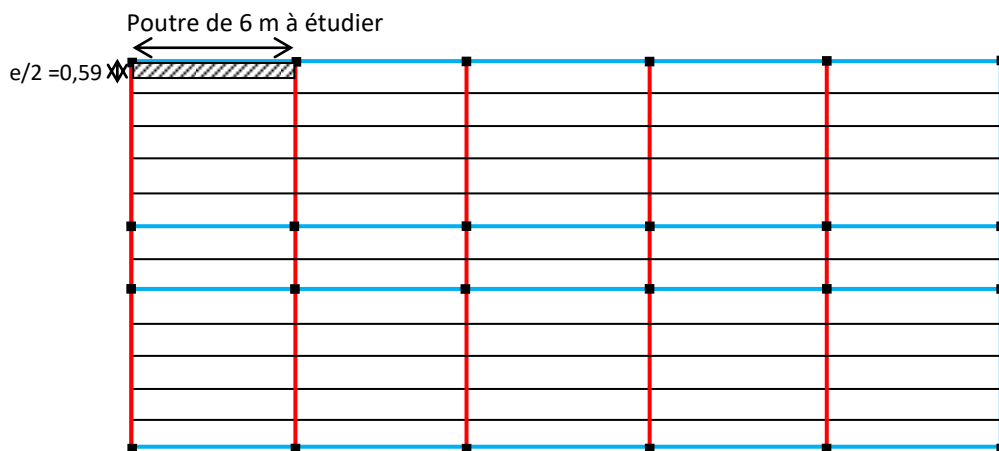


Figure III. 5 poutres secondaires de rive à prédimensionner

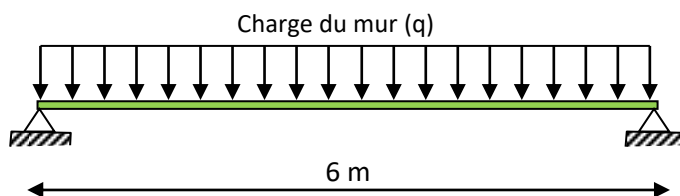


Figure III. 6 poutres secondaires de rive uniformément chargée

Vu que la poutre secondaire est doublement appuyée et supporte une charge uniformément répartie du mur, la condition de la flèche s'écrit :

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad I_y = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times f_{max}} \quad \text{Avec } f_{adm} = L/250$$

La poutre secondaire est sollicitée par les charges suivantes :

$$\text{Charge du mur } G = 1400 \times 3 \times 0,3 = 1260 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{els} = G + Q = 1260 + 250 = 1510 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 1510 \times 0,59 = 890,9 \text{ kg/ml}$$

$$I_y = \frac{5 \times 890,9 \times 6^4 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9 \times 6} = 29829,24 \cdot 10^{-9} \text{ m}^4 = 2982,92 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : IPE 240 avec $I_y = 3892 \text{ cm}^4$

Profilé	Poids	Dimensions						Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm	I _y cm	I _z cm
IPE240	30,7	39,1	240	120	9,8	6,2	190,4	3892	284	366,6	73,92	9,97	2,69

Tableau III.10 : Caractéristiques du profilé IPE240

III.2.3.1.1 Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

La flèche d'une poutre bi-encastree et uniformément chargée est donnée par :

$$f_{max} \leq f_{adm} \quad f_{adm} = L/250 = 6/250 = 0.024 \text{ m} = 2,4 \text{ cm}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 30,7 \text{ kg/m} = 30,7 \text{ Kg/ml}$

La charge sera : $Q_{ELS} = q + P_p = 890,9 + 30,7$

$$Q_{ELS} = 921,6 \text{ kg/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 921,6 \times 6^4}{384 \times 21 \cdot 10^9 \times 3892 \cdot 10^{-8}} = 0.019 \text{ m} = 1,9 \text{ cm} \leq 2,4 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III. 2.3.1.2 Vérification de la condition de résistance :

- Classe du profilé IPE 240

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \varepsilon = 1$$

$$\frac{190,4}{6,2} = 30,7 \leq 72 \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{120/2}{9,8} = 6,12 \leq 10 \varepsilon \quad \text{La semelle de classe 1}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$Q_{ELU} = 1,35 \times (P_p + G) + 1,5 \times (Q)$$

$$Q_{ELU} = 1,35 \times [30,7 + (1260 \times 0,59)] + 1,5 \times (250 \times 0,59)$$

$$Q_{ELU} = 1266,285 \text{ kg/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L}{2} = \frac{1266,285 \times 6}{2} = 3798,855 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 1912,7 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1912,7 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 237000 \text{ N} = 23700 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} = 3798,855 \text{ daN} \leq 0,5(23700) \text{ daN}$$

$$3798,855 \text{ daN} \leq 11850 \text{ daN} \quad \text{donc } V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de résistance au moment fléchissant :**

On doit vérifier que: $M_{ysd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{elu} \times L^2}{8} = \frac{1266,285 \times 36}{8} = 5698,28 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{366,6 \times 235}{1,1} = 7832 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = 7832 \text{ daN.m} \geq M_{sd} = 5698,28 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

Le profilé IPE240 répond à toutes les conditions de règlement CCM97 et l'eurocode 3 concernant la vérification de la résistance et la vérification de la flèche.

III.2.3.1.3 Vérification de la flexion déviée sous le vent axe z-z :

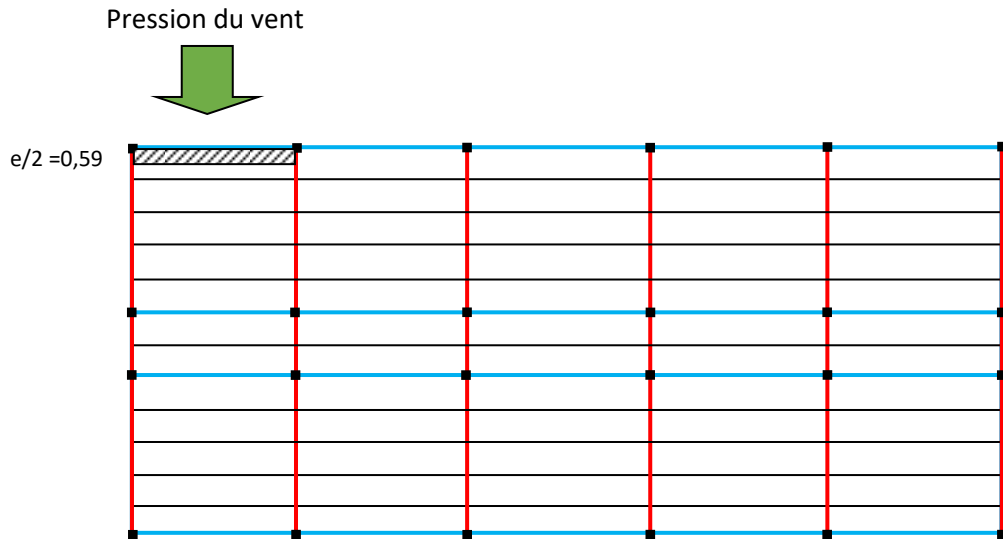


Figure III. 7 poutres secondaires de rive à prédimensionner sous le vent d'axe z-z

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply,rd}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz,rd}} \right)^{\beta} \leq 1,0$$

Où α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Pour les sections en **I** et **H** : $\alpha = 2$ et $\beta = 5$

$$\text{Avec } n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \quad N_{pl,rd} = A \times f_y$$

Pour cet axe la poutre secondaire est sollicitée uniquement par la pression du vent donc nous aurons :

$$W(Z_j) = 90,4366 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Longueur d'impact du vent (L)} = 3,6 \text{ m}$$

$$Q_{elu} = W(Z_j) \times (L) = 90,4366 \times 3,6 = 325,57176 \text{ daN/ml}$$

III. 2.3.1.3.1 Vérification de la condition de résistance :

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{elu} \times L}{2} = \frac{325,57176 \times 6}{2} = 976,7 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad A_{vz} = 19,14 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz,rd} = \frac{1914 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 237162 \text{ N} = 23716,2 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} \leq 0,5 V_{plz,rd} = 976,7 \text{ daN} \leq 0,5(23716,2) \text{ daN}$$

$$976,7 \text{ daN} \leq 11858,1 \text{ daN} \quad \text{donc } V_{zsd} \leq 0,5 V_{plz,rd} \quad \textbf{condition vérifiée}$$

- **Vérification de résistance au moment fléchissant :**

On doit vérifier que: $M_{ysd} \leq M_{ply,rd}$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{elu} \times (6)^2}{8} = \frac{325,57176 \times 36}{8} = 1465 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{73,92 \times 235}{1,1} = 1579,2 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = 1579,2 \text{ daN.m} \geq M_{sd} = 244,18 \text{ daN.m} \quad \textbf{condition vérifiée}$$

Le profilé IPE240 répond à toutes les conditions de règlement CCM97 et l'eurocode 3 concernant la vérification de la résistance et la vérification de la flèche.

- **Vérification de la flexion déviée :**

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply,rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz,rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

Dans notre cas $\alpha = 2$ et $\beta = 1$ avec l'effort normal (n) = 0 car $N_{sd} = 0$

$$\left(\frac{5698,28}{7832}\right)^2 + \left(\frac{1465}{1579,2}\right)^1 \leq 1,0$$

$$1,45 \geq 1,0$$

condition non vérifiée

Comme la flexion déviée ne vérifie pas nous allons augmenter la section de la poutre par celle de l'IPE 270 tout en revérifiant les conditions de résistance de l'axe y-y.

Profilé	Poids	Dimensions						Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm	I _y cm	I _z cm
IPE270	36,1	46	270	135	10,2	6,6	219,6	5790	420	484	96,95	11,23	3,02

Tableau III.11 : Caractéristiques du profilé IPE270

III.2.3.1.1 Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

La flèche d'une poutre bi-encastree et uniformément chargée est donnée par :

$$f_{max} \leq f_{adm} \quad f_{adm} = L/250 = 6/250 = 0.024 \text{ m} = 2,4 \text{ cm}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : Pp= 36,1 kg/m =36,1 Kg/ml

La charge sera : Q_{ELS} = q +Pp=890,9+36,1

$$Q_{ELS} = 927 \text{ kg/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 927 \times 6^4}{384 \times 21.10^9 \times 5790.10^{-8}} = 0.013 \text{ m} = 1,3 \text{ cm} \leq 2,4 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III. 2.3.1.2 Vérification de la condition de résistance :

• Classe du profilé IPE 270

• Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \varepsilon = 1$$

$$\frac{219,6}{6,6} = 33,3 \leq 72 \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

• Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{135/2}{10,2} = 6,6 \leq 10 \varepsilon \quad \text{La semelle de classe 1}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$\begin{aligned} Q_{ELU} &= 1,35 \times (P_p + G) + 1.5 \times (Q) \\ Q_{ELU} &= 1,35 \times [36,1 + (1260 \times 0,59)] + 1.5 \times (250 \times 0,59) \\ Q_{ELU} &= 1273,575 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L}{2} = \frac{1273,575 \times 6}{2} = 3820,725 \text{ daN}$$

$$\begin{aligned} V_{pl,rd} &= \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 2219,32 \text{ mm}^2 \\ V_{pl,rd} &= \frac{2219,32 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 274993 \text{ N} = 27499,3 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{sd} &\leq 0,5 V_{pl,rd} = 3820,725 \text{ daN} \leq 0,5(27499,3) \text{ daN} \\ 3820,725 \text{ daN} &\leq 13750 \text{ daN} \quad \text{donc } V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \quad \textbf{condition vérifiée} \end{aligned}$$

• **Vérification de résistance au moment fléchissant :**

On doit vérifier que: $M_{ysd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{elu} \times L^2}{8} = \frac{1273,575 \times 36}{8} = 5731 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{484 \times 235}{1,1} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = 10340 \text{ daN.m} \geq M_{sd} = 5731 \text{ daN.m} \quad \textbf{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flexion déviée sous le vent axe z-z :**

✓ **Vérification de la condition de résistance :**

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{etu} \times L}{2} = \frac{325,57176 \times 6}{2} = 976,7 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad A_{vz} = 22,14 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz,rd} = \frac{2214 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 274433 \text{ N} = 27443,3 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} \leq 0,5 V_{plz,rd} = 976,7 \text{ daN} \leq 0,5(27443,3) \text{ daN}$$

$$976,7 \text{ daN} \leq 13716,8 \text{ daN} \quad \text{donc } V_{zsd} \leq 0,5 V_{plz,rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de résistance au moment fléchissant :**

On doit vérifier que: $M_{ysd} \leq M_{ply,rd}$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{etu} \times (6)^2}{8} = \frac{325,57176 \times 36}{8} = 1465 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{96,95 \times 235}{1,1} = 2071 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = 2071 \text{ daN.m} \geq M_{sd} = 1465 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de règlement CCM97 et l'eurocode 3 concernant la vérification de la résistance et la vérification de la flèche.

- **Vérification de la flexion déviée :**

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply,rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz,rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

Dans notre cas $\alpha = 2$ et $\beta = 1$ avec l'effort normal (n) = 0 car $N_{sd} = 0$

$$\left(\frac{5731}{10340} \right)^2 + \left(\frac{1465}{2071} \right)^1 \leq 1,0$$

$$1 \leq 1,0 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc nous adoptons l'IPE270 pour les poutres secondaires de rive

III.2.3.2 Les poutres secondaires intermédiaires :



Figure III. 8 poutres secondaires intermédiaires à prédimensionner

La condition de la flèche pour une poutre uniformément chargée est donnée par :

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad I_y = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times f_{max}} \quad \text{Avec } f_{adm} = L/250$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq f_{adm}$

La solive est sollicitée par les charges suivantes :

$$G = 385 \text{ kg /m}^2$$

$$Q = 250 \text{ kg /m}^2$$

$$Q_{els} = G + Q = 385 + 250 = 602,2 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 635 \times 1,18 = 749,3 \text{ kg/ml}$$

$$I_y = \frac{5 \times 749,3 \times 6^4 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9 \times 6} = 25088 \cdot 10^{-9} \text{ m}^4 = 2508,8 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : IPE 220 avec $I_y = 2772 \text{ cm}^4$

Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

$$f_{max} \leq f_{adm} \quad f_{adm} = L/250 = 6/250 = 0.024 \text{ m} = 2,4 \text{ cm}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 26,2 \text{ kg/m} = 26,2 \text{ Kg/ml}$

La charge sera : $Q_{ELS} = q + P_p = 749,3 + 26,2$

$$Q_{ELS} = 775,5 \text{ kg/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 775,5 \times 6^4}{384 \times 21 \cdot 10^9 \times 2772 \cdot 10^{-8}} = 0.0223 \text{ m} = 2,23 \text{ cm} \leq 2,4 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III. 2.3.2.1 Vérification de la condition de résistance (ELU) :

- Classe du profilé IPE 220

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \varepsilon = 1$$

$$\frac{177,6}{5,9} = 30 \leq 72 \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{110/2}{9,2} = 5,9 \leq 10 \varepsilon \quad \text{La semelle de classe 1}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

- Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$Q_{ELU} = 1,35 \times (P_p + G) + 1.5 \times (Q)$$

$$Q_{ELU} = 1,35 \times [26,2 + (385 \times 1.18)] + 1.5 \times (250 \times 1,18)$$

$$Q_{ELU} = 1091,175 \text{ kg/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L}{2} = \frac{1091,175 \times 6}{2} = 3273,525 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 1591 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1591 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 19713,9 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} = 3273,525 \text{ daN} \leq 0,5(19713,9) \text{ daN}$$

$$3273,525 \text{ daN} \leq 9856,95 \text{ daN} \quad \text{donc } V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de résistance au moment fléchissant :

On doit vérifier que: $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L^2}{8} = \frac{1091,175 \times 36}{8} = 4910,29 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{285,4 \times 235}{1,1} = 6097,1 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 6097,1 \text{ daN.m} \geq M_{sd} = 4910,29 \text{ daN.m} \quad \textbf{condition vérifiée}$$

Le profilé IPE220 répond à toutes les conditions de règlement CCM97 et l'Eurocode 3 concernant la vérification de la résistance et la vérification de la flèche.

Remarque : on va adopter pour la poutre secondaire intermédiaire la même section que la poutre secondaire de rive donc le IPE240 (on suppose qu'un jour, il y aura une cloison sur ce poutre).

III.2.4 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les transmettent aux fondations.

Les poteaux sont des éléments soumis à des efforts normaux, c'est pour cela qu'on choisit généralement des profilés à larges ailes dites en HE (HEA ou HEB) à cause de leurs grandes sections et leur inertie qui est sensiblement égale autour des axes principaux ce qui leurs permettent essentiellement de reprendre ces efforts.

III.2.4.1 Surface d'influence

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge sur le poteau le plus sollicité, autrement dit le poteau qui porte la plus grande surface de la dalle dite surface d'influence. Notre ouvrage comporte qu'une seule surface d'influence vu la régularité des étages comme la figure ci-dessous le montre :

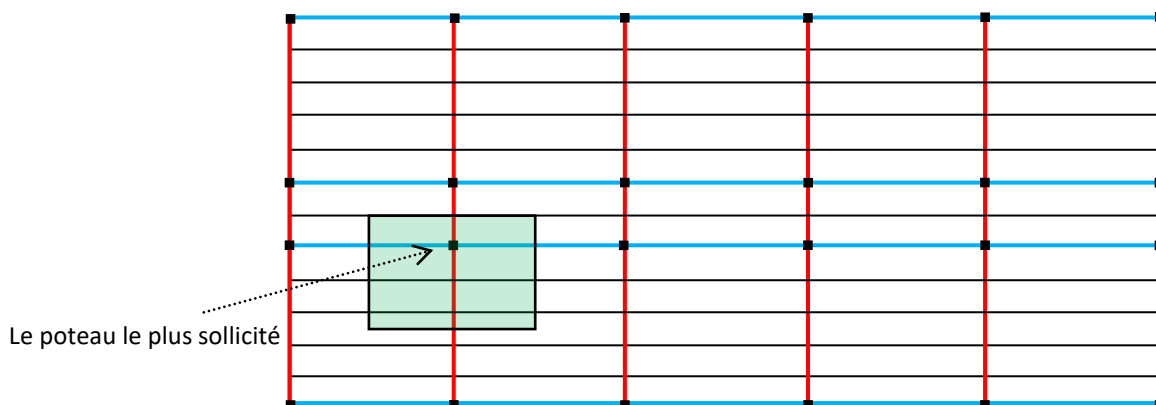


Figure III.9 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité de tous les étages

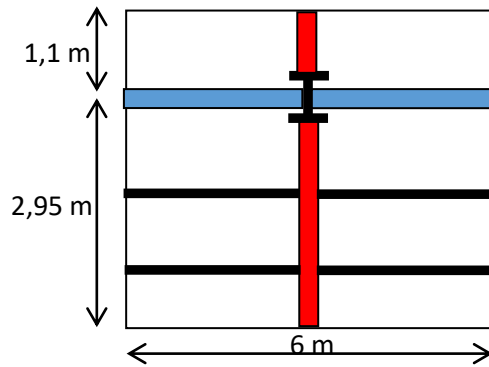


Figure III.10 : les détails de la Surface d'influence du poteau le plus sollicité de tous les

Donc on obtient :

-Surface d'influence du poteau le plus sollicité : $S = (1,1 + 2,95) \times (6) = 24,3 \text{ m}^2$

III.2.4.2 Vérification de la condition de résistance (ELU) :

Pour la vérification de résistance de section on calcule les poteaux à la compression simple. On choisit un poteau central auquel revient la plus grande surface.

La hauteur des poteaux est de $h = 3,6 \text{ m}$.

Le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte une surface afférente de $S = 24,3 \text{ m}^2$.

III. 2.4.2.1. Prédimensionnement du profilé sous l'effort normal N_{sd}

Les charges permanentes :

Poids du plancher terrasse

$$491 \times 24,3 = 11931,3 \text{ daN}$$

Poids du plancher courant

$$385 \times 24,3 = 9355,5 \text{ daN}$$

Poids de la poutre principale (terrasse) IPE 400

$$66,3 \times 4,05 = 268,515 \text{ daN}$$

Poids de la poutre principale (courant) IPE 400

$$66,3 \times 4,05 = 268,515 \text{ daN}$$

Poids des solives (terrasse) IPE220

$$26,2 \times (3 \times 6) = 471,6 \text{ daN}$$

Poids des solives (étages) IPE220

$$26,2 \times (3 \times 6) = 471,6 \text{ daN}$$

Poids de la poutre secondaire (terrasse) IPE240

$$30,7 \times 6 = 184,2 \text{ daN}$$

Poids de la poutre secondaire (étages) IPE240

$$30,7 \times 6 = 184,2 \text{ daN}$$

Les charges d'exploitations :

$$\text{Plancher terrasse} : 100 \times (4,05 \times 6) = 2430 \text{ daN}$$

$$\text{Plancher courant} : 250 \times (4,05 \times 6) = 6075 \text{ daN}$$

$$\text{Surcharges de la neige (terrasse)} : 11,2 \times (4,05 \times 6) = 272,16 \text{ daN}$$

III. 2.4.2.2. Section du poteau :

a) Poteau niveau 5 :

$$N_G \text{ terrasse} = 12855,615 \text{ daN}$$

$$N_Q \text{ terrasse} = 2702,16 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{Mo}}$$

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_{sd} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 12855,615 + 1.5 \times 2702,16 = 21408,32 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y} = \frac{21408,32 \times 1,1}{235 \times 10} = 10,207 \text{ cm}^2$$

On prend un HEA 100 avec : $A = 21,24 \text{ cm}^2$; $P_p = 16,7 \text{ daN/ml}$

b) Poteau niveau 4 :

$$N_G \text{ étage} = 10279,815 \text{ daN}$$

$$N_Q \text{ étage} = 6075 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{Mo}}$$

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + N_G \text{ étage} + \text{Poids HEA100} = 23152,13 \text{ daN}$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + N_Q \text{ étage} = 8777,16 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times N_G + 1.5 \times N_Q = 1.35 \times 23152,13 + 1.5 \times 8777,16$$

$$N_{sd} = 44421,04 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y} = \frac{44421,04 \times 1,1}{235 \times 10} = 20,8 \text{ cm}^2$$

On prend un HEA 100 avec : $A = 21,24 \text{ cm}^2$; $P_p = 16,7 \text{ daN/ml}$

c) Poteau niveau 3 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 2N_G \text{ étage} + 2 \cdot \text{Poids HEA100} = 33448,645 \text{ daN}$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 2N_Q \text{ étage} = 14852,16 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 33448,645 + 1.5 \times 14852,16$$

$$N_{sd} = 67433,04 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y} = \frac{67433,04 \times 1,1}{235 \times 10} = 31,56 \text{ cm}^2$$

On prend un HEA 160 avec : $A = 38,77 \text{ cm}^2$; $P_p = 30,4 \text{ daN/ml}$

d) Poteau niveau 2 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 3 \times N_G \text{ étage} + 2 \times \text{Poids HEA100} + \text{Poids HEA160} = 43758,86 \text{ daN}$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 3N_Q \text{ étage} = 20927,16 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 43758,86 + 1.5 \times 20927,16$$

$$N_{sd} = 90465,201 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y} = \frac{90465,201 \times 1,1}{235 \times 10} = 42,35 \text{ cm}^2$$

On prend un HEA 180 avec : $A = 45,25 \text{ cm}^2$; $P_p = 35,5 \text{ daN/ml}$

e) Poteau niveau 1 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 4N_G \text{ étage} + 2 \times \text{Poids HEA100} + \text{Poids HEA160} + \text{Poids HEA180} = 54074,175 \text{ daN}$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 4N_Q \text{ étage} = 27002,16 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 54074,175 + 1.5 \times 27002,16$$

$$N_{sd} = 113503,37 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y} = \frac{113503,37 \times 1,1}{235 \times 10} = 53,1 \text{ cm}^2$$

On prend un HEA 200 avec : $A = 53,83 \text{ cm}^2$; $P_p = 42,3 \text{ daN/ml}$

f) Poteau niveau RDC :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_G \text{ terrasse} + 5N_G \text{ étage} + 2 \times \text{Poids HEA100} + \text{Poids HEA160} + \text{Poids HEA180} + \text{poids HEA200} = 64336,29 \text{ daN}$$

$$N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 5N_Q \text{ étage} = 33077,16 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 64336,29 + 1.5 \times 33077,16$$

$$N = 136469,73 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y} = \frac{136469,73 \times 1,1}{235 \times 10} = 63,88 \text{ cm}^2$$

On prend un HEA220 avec : $A = 64,34 \text{ cm}^2$; $P_p = 50,5 \text{ daN/ml}$

Profilé	Poids	Dimensions						Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm	I _y cm	I _z cm
HEA220	50,5	64,34	210	220	11	7	152	5410	1955	568,5	270,6	9,17	5,51

Tableau III.12 : Caractéristiques du profilé HEA220

➤ Récapitulation des sections adoptées aux différents étages :

Niveau	Section de Poteaux
RDC	HEA220
1er Etage	HEA200
2em Etage	HEA180
3em Etage	HEA200
4em Etage	HEA100
5em Etage	HEA100

Tableau III.13 Récapitulatifs des sections adoptées

III.2.4.3 Vérification du profilé HEA220 vis-à-vis du flambement

Le flambement ou flambage est un phénomène d'instabilité d'une structure élastique, le grand élancement des éléments comprimés provoque une déformation par une flexion particulière des parties comprimées. Le CCM97 et l'Eurocode 3 donnent une procédure pour la vérification de ce phénomène, qui est la suivante :

D'abord, la vérification du flambement passe par la vérification de la condition de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \beta A^{0,5} \leq 0,2$$

Où :

- λ : élancement géométrique donné par : $\lambda = \frac{l_f}{i}$
- λ_1 : élancement critique élastique égale à : $\lambda_1 = 93\varepsilon$
- l_f : longueur de flambement des poteaux
- i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$
- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Le calcul du flambement doit se faire suivant les deux directions y-y (l'axe de l'inertie la plus forte) et z-z (l'axe de l'inertie la plus faible).

Pour le calcul ,on donne les paramètres suivants :

- $\beta A = 1$ (Pour les sections de classe 1 ou 2) ;
- $\varepsilon = 1$ (Pour une nuance d'acier S235) ;
- $\lambda_1 = 93$;
- $i_y = 13.82 \text{ cm}$;
- $i_z = 7.57 \text{ cm}$.

On détermine la longueur de flambement l_f à partir du rapport $\frac{l_f}{L}$ calculé par la formule suivante pour un poteau dans un mode à nœuds fixes :

$$\frac{l_f}{L} = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265 \eta_1 \eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247 \eta_1 \eta_2}$$

Avec : η_1, η_2 : Facteurs de distribution de rigidité calculé comme suit :

Pour des nœuds fixes et encastrés $\eta_1 = \eta_2 = 0$, ce qui donne : $\frac{l_f}{L} = 0,5$

Suivant l'axe y-y :

- Classe du profilé HEA 220 :

- Classe de l'âme comprimée :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \varepsilon = 1$$

$$\frac{152}{7} = 21,7 \leq 72 \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

- Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{220/2}{11} = 10 \leq 10 \varepsilon \quad \text{La semelle de classe 1}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1 donc $\beta_A = 1$

$$\lambda_y = \frac{i_f}{i_y} = \frac{0,5 \times 3,6}{9,17 \cdot 10^{-2}} = 19,6$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \beta_A^{0,5} = \bar{\lambda} = \frac{19,6}{93,9} = 0,2 \leq 0,2$$

$\bar{\lambda}_y \leq 0,2 \Rightarrow$ donc le risque de flambement est écarté suivant l'axe y-y

Suivant l'axe z-z :

$$\lambda_z = \frac{i_f}{i_z} = \frac{0,5 \times 3,6}{5,51 \cdot 10^{-2}} = 32,7$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \beta_A^{0,5} = \bar{\lambda} = \frac{32,7}{93,9} = 0,35 > 0,2 \quad \text{Donc il y a un risque de flambement du poteau}$$

La condition n'est pas vérifiée donc le risque de flambement est à considérer suivant l'axe z-z, dans ce cas il faut vérifier l'effort résistant suivant :

$$N_{sd} \leq N_{plRd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} \quad \text{Avec } \beta_A = 1$$

Où :

χ_{min} : coefficient réducteur de flambement : $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \leq 1$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

α : facteur d'imperfection dépendant de la courbe de flambement

On a :

$$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0.95 < 1,2 = \text{avec } t_f = 11 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Le facteur d'imperfection α correspondant à la courbe de flambement appropriée, il est déterminé dans le (DTR –B.C.- 2.44 CCM 97 Tableau 55.1 et Tableau 55.3).

on déduit que :

Selon l'axe y-y la courbe de flambement b est donc $\alpha = 0.34$

Selon l'axe z-z la courbe de flambement c est donc $\alpha = 0.49$

On calcule alors χ pour chaque direction :

Suivant l'axe y-y :

$$\phi = 0,5[1 + 0,34 \times (0,2 - 0,2) + 0,2^2] = 0,52$$

$$\chi = \frac{1}{0,52 + [0,52^2 - 0,2^2]^{0,5}} = 1$$

$$N_{plRd} = 1 \times 1 \times 64,34.10^{-4} \times \frac{235}{1,1} = 1,374537 \text{ MN} = 137453,7 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 136469,73 \text{ daN} < N_{plRd} = 137453,7 \text{ daN} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

Suivant l'axe z-z :

$$\phi = 0,5[1 + 0,49 \times (0,35 - 0,2) + 0,35^2] = 0,638$$

$$\chi = \frac{1}{0,638 + [0,638^2 - 0,35^2]^{0,5}} = 0,85$$

$$N_{plRd} = 0,85 \times 1 \times 64,34.10^{-4} \times \frac{235}{1,1} = 1,168356 \text{ MN} = 116835,6 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 136469,73 \text{ daN} > N_{plRd} = 116835,6 \text{ daN} \quad \textbf{Condition non vérifiée}$$

Donc il faut augmenter la section du profilé, on prend un HEA 240

Profilé	Poids	Dimensions						Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	I _y cm	I _z cm
HEA240	60,3	76,84	230	240	12	7,5	164	7763	2769	744,6	351,7	10,05	6

Tableau III.14 : Caractéristiques du profilé HEA240

On vérifie le flambement selon l'axe qui correspond à la plus faible inertie du profilé donc selon l'axe z-z

Suivant l'axe z-z :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,5 \times 3,6}{6,10^{-2}} = 30 \text{ avec } l_f = 0,5L \text{ (Enc-Enc)}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{30}{93,9} = 0,32 > 0,2$$

Donc il y a un risque de flambement du poteau

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \text{ avec } \phi = 0,5[1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,96 < 1,2 \text{ avec } t_f = 12 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \rightarrow z - z \rightarrow c$$

Donc la courbe de flambement est $c \rightarrow 0,49$

$$\phi = 0,5[1 + 0,49 \times (0,32 - 0,2) + 0,32^2] = 0,63$$

$$\chi = \frac{1}{0,63 + [0,63^2 - 0,28^2]^{0,5}} = 0,83$$

$$N_{plRd} = 0,83 \times 1 \times 76,84 \cdot 10^{-4} \times \frac{235}{1,1} = 1,392513 \text{ MN} = 139251,3 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 136469,73 \text{ daN} < N_{plRd} = 139251,3 \text{ daN} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

Remarque : pour des raisons de standardisation on adopte des poteaux de HEA240 pour tous les niveaux.

On conclut que le profilé choisi résiste au flambement suivant les deux directions considérées

(y-y et z-z), et il satisfait les conditions de résistance donc on opte pour un HEA240 comme prédimensionnement des poteaux.

III. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pu avoir une idée sur les dimensions des profilés à utiliser pour la structure porteuse de notre ouvrage, avec un prédimensionnement à la fois sécuritaire et économique, cependant le choix définitif va être l'objet des chapitres suivants.

Les résultats du prédimensionnement sont résumés dans le tableau suivant :

Éléments de la structure	Profilé choisi
solives	IPE220
Poutres secondaires intermédiaires	IPE240
Poutres secondaires de rive	IPE270
Poutres principales	IPE400
Poteaux	HEA240

Tableau III.15 : Récapitulatif des résultats du prédimensionnement

Chapitre IV : Etude du plancher mixte

IV.1. Introduction

En construction métallique, on cherche à alléger le poids de la structure tout en ayant une bonne résistance, la solution idéale pour répondre à ce besoin est l'utilisation d'un plancher collaborant associant le béton et les profilés métalliques, cet assemblage des deux matériaux permet d'obtenir un plancher très résistant en flexion (capacité portante élevée) et d'épaisseur réduite. Nous allons dans ce chapitre étudier les différents éléments constitutifs de ce plancher selon les consignes du "D.T.R. - BC. 2.4.10 " et de l'Eurocode 4.

En d'autre part la tôle, représente plusieurs fonctionnements:

- Une plate-forme de travail
- De coffrage lors du bétonnage de la dalle
- D'armatures inférieures de la dalle mixte

Pour assurer la liaison acier-béton, la tôle doit être capable de transmettre le flux de cisaillement à l'interface entre la tôle et le béton .Cette connexion mécanique peut être réalisé des façons suivantes :

- Par la forme rentrante des nervures, créant une liaison par frottement.
- Par des ancrages disposée à l'extrémité des dalles, constitués des goujons soudés.

Pour notre Bâtiment le plancher collaborant à usage de bureau administratif il s'étale sur une surface de 430,26 m²

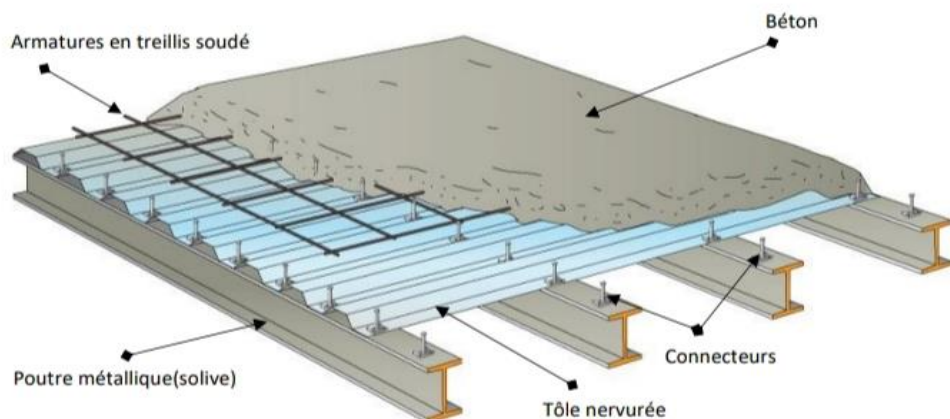


Figure IV.1 : Éléments constitutifs d'un plancher collaborant

IV.2. Les caractéristiques des matériaux utilisés

➤ **Béton**

type C25/30 d'épaisseur de 8 cm de caractéristique suivant :

- La résistance à la compression : $f_{cj}=25$ Mpa
- La résistance moyenne à la traction : $f_{tj}=2,1$ Mpa
- Le module sécant d'élasticité à prendre en compte pour les actions ayant des effets à court terme : $E_{cm}=31000$ Mpa
- La masse volumique $\rho= 2500$ kg/m³
- Coefficient d'équivalence Aciers/béton : $n = E_a/E_{cm} = 7$

➤ **Acier de construction laminée à chaud**

- Module de Young : $E= 210\ 000$ MPa
- Nuance d'acier S235

➤ **Aciers de Tôle profilées**

Pour notre plancher collaborant le choix était d'adopter un système qui satisfera les critères de conception des planchers mixtes, il est essentiel de déterminer si les matériaux et le système sont adaptés pour une conception durable, à la situation du bâtiment et au climat environnant. Pour ce la il s'est avéré qu'une Tôle de type TN40 d'épaisseur de 1mm remplira ces fonctions et qui se présente sous les caractéristiques suivantes :

➤ **Aciers d'armatures**

- Limite d'élasticité $f_y=235$ MPa (S235)
- Module de Young : $E = 210\ 000$ MPa

IV.3. Procédure de calcul

Le calcul se fait en deux phases, phase de construction et la phase finale.

➤ **phase de construction :**

La phase de construction : correspond au moment du bétonnage de la dalle, quand la prise du béton n'est pas encore faite. La résistance est alors assurée par la poutre métallique seulement, qui doit également reprendre en plus de son poids propre et de celui de la dalle, une charge temporaire de montage due à une accumulation éventuelle de béton lors du bétonnage, et à la présence des ouvriers sur la dalle

➤ **phase définitive :**

cette phase est caractérisée par le fait que la résistance est maintenant assurée par la section mixte qui doit reprendre les charges dues aux finitions (isolation, chape, etc.) ainsi que les charges utiles pour lesquelles elle a été conçue.

IV.4. Dimensionnement de la dalle mixte du plancher :

Dans cette partie, nous allons concevoir et calculer la dalle mixte de plancher pour qu'elle résiste aussi bien en phase de chantier qu'après le développement de l'action mixte en phase finale.

- Données relatives de la Tôle TN40 :

- Limite d'élasticité $f_y=235 \text{ N/mm}^2$
- Epaisseur $t_s=1 \text{ mm}$
- moment d'inertie $I= 27,21 \text{ cm}^4/\text{ml}$
- Aire d'acier $A= 1005,6\text{mm}^2$

- Données relatives de la dalle :

L'Eurocode 4 exige que l'épaisseur totale de la dalle mixte, h , doit être d'au moins 80 mm. L'épaisseur de béton h_c , au-dessus de la surface plane du sommet des nervures de la tôle, ne doit pas être inférieure à 40 mm. On considère une épaisseur totale de la dalle (béton + tôle TN40) de 8 cm. Il est aussi nécessaire de prévoir un étayage à mi-travée pour soutenir les solives lors de cette phase.

- Epaisseur de la dalle $h_t = 80 \text{ mm}$
- Epaisseur de la dalle au dessus de la nervure de la tôle $h_c= 40 \text{ mm}$
- Epaisseur de la dalle au dessous des nervure de la tôle $h_p= 40 \text{ mm}$

IV.4. 1 Définition des charges :

➤ Charge à considérer au stade construction

Comme il a été expliqué, dans cette phase les poutres reprennent toutes les charges appliquées. Les valeurs de ces charges sont données comme suit :

Phase de construction		
Charge permanente	Poids propre de la tôle	$G1=10 \text{ kg/m}^2$
	poids propre du béton frais	$G2=2500 \text{ kg/m}^2 \times 0.08=200\text{kg/m}^2$
Charge de construction	Sur une surface de 3x3m	$q1=150 \text{ kg/m}^2$
	En dehors de cette surface	$q2=75\text{kg/m}^2$

Tableau IV.1 : Charge à considérer au stade construction

La charge de construction est décrit à la partie «7.3.2.1(2) l'EC4 partie1-1 »

Les charges par ml :

$$G_{\text{solive}}= 26,2 \text{ kg/m}^2 \times 1,18\text{m} = 30,916 \text{ kg/ml}$$

$$G_{\text{dalle}} = 200\text{kg/m}^2 \times 1,18\text{m} = 236 \text{ kg/ml}$$

$$G_{\text{tole}} = 10 \text{ kg/m}^2 \times 1,18 \text{ m} = 11,8 \text{ kg/ml}$$

$$Q_1 = 150 \text{ kg/m}^2 \times 1,18 \text{ m} = 177 \text{ kg/ml}$$

$$Q_2 = 75 \text{ kg/m}^2 \times 1,18 \text{ m} = 88,5 \text{ kg/ml}$$

➤ **Charge à considérer au stade final**

- Plancher Terrasse inaccessible

$$G = 491 \times 1,18 = 579,38 \text{ kg/ml}$$

$$Q = (100 + 11,2) \times 1,18 = 131,216 \text{ kg/ml}$$

- Plancher courant

$$G = 385 \times 1,18 = 454,43 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 250 \times 1,18 = 295 \text{ kg/ml}$$

IV.4.2. Etude du plancher de la terrasse : (avec Solive IPE220)

IV.4.2.1. Vérification au stade de construction :

➤ détermination des sollicitations :

Le plancher est soumis à la charge permanente due au poids propre de la poutre et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

Charges permanentes :

$$G_{\text{solive}} = 26,2 \text{ kg/m}^2 \times 1,18 \text{ m} = 30,916 \text{ kg/ml}$$

$$G_{\text{dalle}} = 200 \text{ kg/m}^2 \times 1,18 \text{ m} = 236 \text{ kg/ml}$$

$$G_{\text{tole}} = 10 \text{ kg/m}^2 \times 1,18 \text{ m} = 11,8 \text{ kg/ml}$$

$$G = G_{\text{solive}} + G_{\text{dalle}} + G_{\text{tole}} = 278,716 \text{ kg/ml}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q_1 = 150 \text{ kg/m}^2 \times 1,18 \text{ m} = 177 \text{ kg/ml}$$

$$Q_2 = 75 \text{ kg/m}^2 \times 1,18 \text{ m} = 88,5 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 265,5 \text{ kg/ml}$$

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(278,716) + 1,5(265) = 773,7666 \text{ kg/ml}$

- ELS : $q_s = G + Q = 278,716 + 265,5 = 544,216 \text{ kg/ml}$

➤ Vérification de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = L/250$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 544,216 \times 6^4}{384 \times 21.10^9 \times 2772.10^{-8}} = 0,015 \text{ m} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = L/250 = 6/250 = 0.024 \text{ m} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 1,5 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2,4 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

• Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L}{2} = \frac{773,7666 \times 6}{2} = 2321,2998 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 1591 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1591 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 19713,9 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} = 2321,2998 \text{ daN} \leq 0,5(19713,9) \text{ daN}$$

• Vérification de résistance au moment fléchissant :

On doit vérifier que: $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L^2}{8} = \frac{773,7666 \times 36}{8} = 3481,95 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{285,4 \times 235}{1,1} = 6097,1 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 6097,1 \text{ daN.m} \geq M_{sd} = 3481,95 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

IV.4.2.2. Vérification après exécution (étude en phase finale):

➤ Détermination des sollicitations :

Après durcissement de la dalle en béton la section devient homogène (acier-béton), donc elle travaille en même temps.

Dans cette phase, la section mixte reprend les efforts, et l'étalement disposé en phase de construction est enlevé. On considère les charges suivantes :

Charges permanentes :

$$G = 491 \times 1,18 = 579,38 \text{ kg/ml}$$

Surcharge d'exploitation:

$$Q = (100 + 11,2) \times 1,18 = 131,216 \text{ kg/ml}$$

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(579,38) + 1,5(131,216) = 978,987 \text{ kg/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 579,38 + 131,216 = 710,596 \text{ kg/ml}$$

Il est indispensable de déterminer les propriétés de la section mixte afin de poursuivre la vérification en phase finale.

IV.4.2.2.1. Propriétés de la section mixte

a) Largeur participante de la dalle

Dans un plancher mixte, si l'espacement entre poutres métalliques n'est pas trop grand, le transfert de l'effort de cisaillement des connecteurs à la dalle ne mobilise pas cette dernière, il est pratique d'introduire le concept de la largeur participante b_{eff} (voir figure ci-dessous) de dalle revenant à fixer la largeur de celle-ci, pour chaque poutre métallique.

Le D.T.R. - BC. 2.4.10 et l'Eurocode 4 proposent la formule suivante pour le calcul de la largeur b_{eff} :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$\text{Avec : } b_{ei} = \min \left(\frac{l_o}{8}, \frac{b_i}{2} \right)$$

Où : - l_o : longueur de la solive

- b_i : espacement entre solives

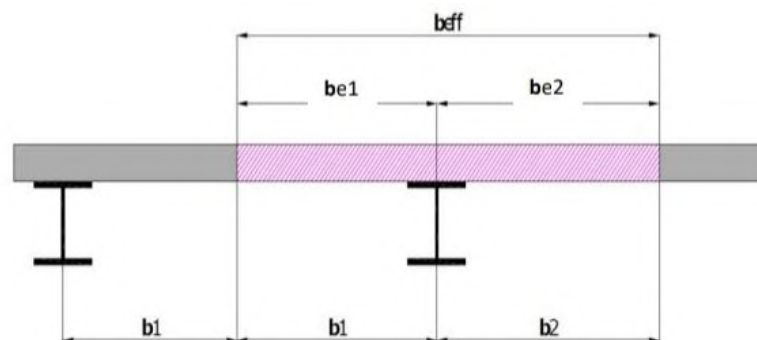


Figure IV.2 : Largeur participante pour une dalle mixte

$$b_{ei} = \min\left(\frac{l_0}{8}, b_i\right) = \min\left(\frac{6}{8}, 0,59\right) = (0,75 ; 0,59) = 0,59$$

$$b_{eff} = 2 \times 0,59 = 1,18 \text{ m}$$

b) Détermination de la position de l'axe neutre (d):

$$d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t+h}{2 \times S}$$

Avec:

d: distance entre le centre de gravité de la solive et l'axe neutre

b = b_{eff} : largeur de la dalle participante.

n= coefficient d'équivalence acier/béton (n= 15).

S: section mixte. Avec $S = A + \frac{B}{n}$

A: section de la solive.

t: épaisseur de la dalle

B : section de la dalle en béton avec $B = b \times t$

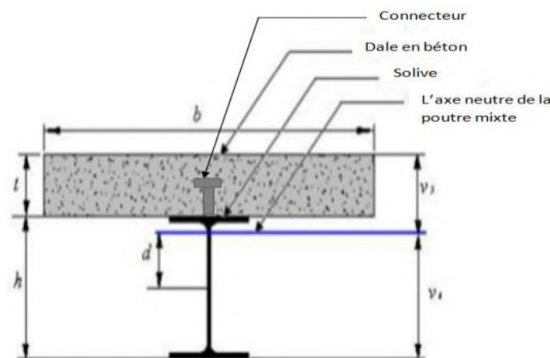


Figure IV.3 : Dimensions de la poutre mixte

$$B = 1,18 \times 0,08 = 0,0944 \text{ m}^2$$

$$S = 33,4 \times 10^{-4} + \frac{0,0944}{15} = 9,64 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$d = \frac{1,18 \times 0,08}{15} \times \frac{0,08 + 0,22}{2 \times 9,64 \cdot 10^{-3}} = 0,098 \text{ m} = 9,8 \text{ cm}$$

$$d = 9,8 < h/2 = 22/2 = 11 \text{ Donc l'axe neutre se trouve dans la solive}$$

c) Inertie mixte homogénéisée

Elle est calculée par rapport au centre de gravité de la section mixte à partir de la formule suivante :

$$I_m = I_y + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12n} + \frac{b \times t}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I_m = 2772 + 33,37 \times 9,8^2 + \frac{118 \times 8^3}{12 \times 15} + \frac{118 \times 8}{15} \times \left(\frac{8+22}{2} - 9,8 \right)^2 = 6402,64 \text{ cm}^4$$

Avec:

- I_m : moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre

d) Le moment fléchissant maximum:

$$M_{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{978,987 \times 6^2}{8} = 4405,4 \text{ daN.m}$$

e) Vérification des contraintes :

➤ **Contrainte dans la poutre acier :**

- Contrainte de traction :

$$\sigma_{ai} = \left(\frac{M_{\max}}{I_m} \times v_i \right)$$

Avec

$$v_i = \left(\frac{h}{2} + d \right) = \left(\frac{22}{2} + 9,8 \right) = 20,8 \text{ cm}$$

- v_i : position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre.

$$\sigma_{ai} = \left(\frac{M_{\max}}{I_m} \times v_i \right) = \left(\frac{4405,4 \times 10^{-2}}{6402,64 \times 10^{-4}} \times 20,8 \times 10^{-1} \right) = -143,1 \text{ Mpa}$$

- Contrainte de compression :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{\max}}{I_m} \times (v_s - t)$$

$$\text{Avec } v_s = \left(\frac{h}{2} + t - d \right) = \frac{22}{2} + 8 - 9,8 = 9,2 \text{ cm}$$

- v_s : position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre.

$$\sigma_{as} = \frac{M_{\max}}{I_m} \times (v_s - t) = \frac{4405,4 \times 10^{-2}}{6402,64 \times 10^{-4}} \times (9,2 \times 10^{-1} - 80) = 8,26 \text{ Mpa}$$

- Contrainte admissible d'acier

$$\sigma_{adm} = \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{235}{1,1} = 213,64 \text{ Mpa}$$

➤ **Contrainte dans la dalle béton :**

- Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \left(\frac{M_{max}}{nI_m} \times v_s \right) = \frac{4405,4 \times 10^{-2}}{15 \times 6402,64 \times 10^{-4}} \times 9,2 \times 10^1 = 4,22 \text{ Mpa}$$

- traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{nI_m} \times (v_s - t) = \frac{4405,4 \times 10^{-2}}{15 \times 6402,64 \times 10^{-4}} \times (9,2 \times 10^1 - 80) = 0,55 \text{ Mpa}$$

- Contrainte admissible de béton :

$$\sigma_{adm} = 0,85 \frac{f_y}{\gamma_a} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,16 \text{ Mpa}$$

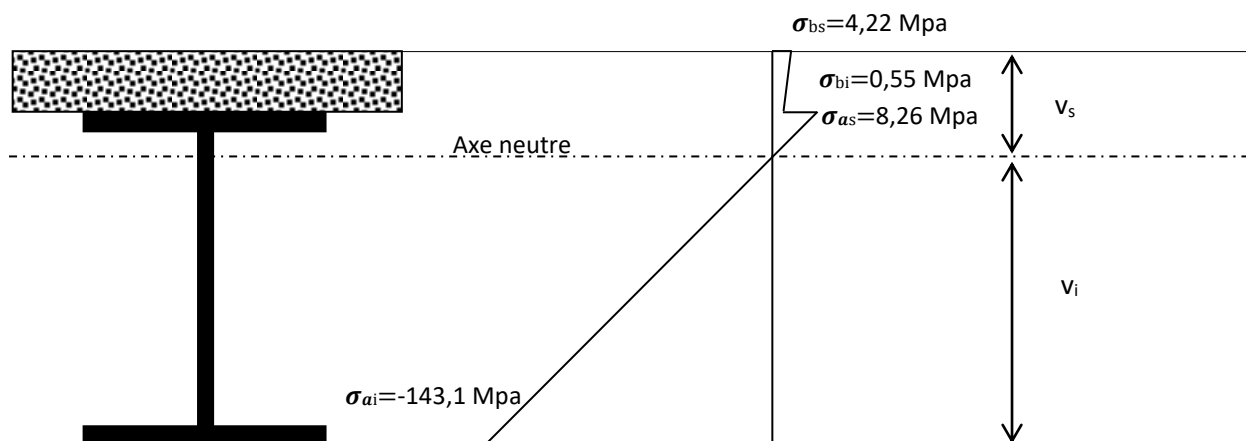


Figure IV.4 : Diagramme des contraintes de flexion.

f) Contraintes additionnelles dues au retrait du béton :

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ϵ). Mais la dalle étant solidarisée avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton

L'effet du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effet de l'abaissement de température (gradient thermique).

Ces effets provoquent :

- Un raccourcissement ϵ_a de la poutre acier
- Un allongement ϵ_b de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement), et l'on a :
 $\epsilon = \epsilon_a + \epsilon_b$

Ces contraintes sont déterminées à partir des formules suivantes:

- Distance entre le CDG de l'acier et CDG de béton :

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{220+80}{2} = 150 \text{ mm} = 0,15 \text{ m}$$

- Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène :

$$\alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} = \frac{2772 \times 10^{-8}}{33,4 \times 10^{-4} \times 0,15} = 0,055 \text{ m}$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \epsilon \times \beta \times A}{(n \times I_a \times A) + (B \times I_a) + (B \times A \times \beta^2)}$$

Avec $\epsilon = 2 \times 10^{-4}$ Coefficient de retrait du béton

$E_a = 210000 \text{ Mpa}$

$$K = \frac{94400 \times 210000 \times 2 \times 10^{-4} \times 150 \times 3340}{(15 \times 2772 \times 10^4 \times 3340) + (944 \times 10^2 \times 2772 \times 10^4) + (94400 \times 3340 \times 150^2)} = 0,18 \text{ N/mm}^3$$

$$Y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{220}{2} + 55 = 165 \text{ mm}$$

$$Y_2 = y_1 + t = 165 + 80 = 245 \text{ mm}$$

Avec:

- y_1 : distance entre l'interface et l'ANP de la section homogène
- y_2 : distance entre la fibre supérieure du béton et l'ANP de la section homogène.

D'où les valeurs des contraintes :

- Dans la poutre en acier

$$\sigma'_{as} = K \times y_1 = 0,18 \times 165 = 29,7 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ai} = (h - y_1) = 0,18(220-165) = 9 \text{ Mpa}$$

➤ Dans la dalle

$$\sigma'_{bs} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_1) = \frac{1}{15} (210000 \times 2 \times 10^{-4} - 0,18 \times 165) = 0,83 \text{ Mpa}$$

$$\sigma'_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_2) = \frac{1}{15} (210000 \times 2 \times 10^{-4} - 0,18 \times 245) = -0,14 \text{ Mpa}$$

➤ Les contraintes finales :

$$\sigma_{as}'' = \sigma_{as} + \sigma_{as}' = 8,26 + 29,7 = 37,96 \text{ Mpa} \leq 213,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai}'' = \sigma_{ai} + \sigma_{ai}' = -143 + 9 = -134 \text{ Mpa} \leq 213,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs}'' = \sigma_{bs} + \sigma_{bs}' = 4,22 + 0,83 = 5,05 \text{ Mpa} \leq 14,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi}'' = \sigma_{bi} + \sigma_{bi}' = 0,55 - 0,14 = 0,40 \text{ Mpa} \leq 14,16 \text{ MPa}$$

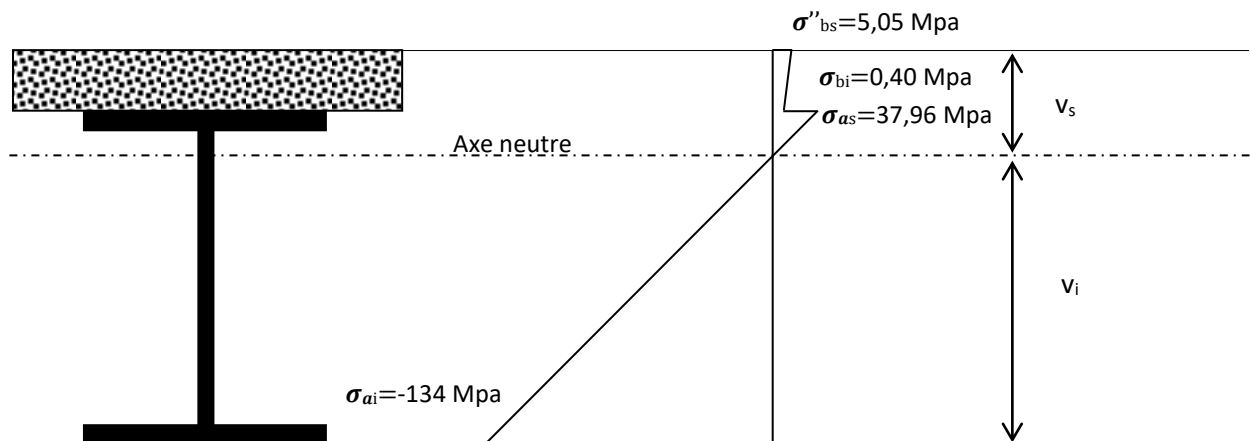


Figure IV.5 : Diagramme des contraintes finales du plancher mixte terrasse

➤ Vérification de la flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$\text{Avec } f_{adm} = L/250 \quad f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_m} = \frac{5 \times 710,596 \times 10^{-5} \times 6^4}{384 \times 210000 \times 6402,64 \times 10^{-8}} = 0,009 \text{ m} = 0,9 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 6/250 = 0,024 \text{ m} = 2,4 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } f_{max} = 0,9 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2,4 \text{ cm}$$

condition vérifiée

➤ Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L}{2} = \frac{978,987 \times 6}{2} = 2936,961 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 1591 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1591 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 19713,9 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} = 3043,071 \text{ daN} \leq 0,5(19713,9) \text{ daN}$$

$$3043,071 \text{ daN} \leq 9856,95 \text{ daN} \quad \text{donc } V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification au déversement :

La solive étant entièrement connectée au plancher, elle ne risque pas de se déverser d'où la Non nécessité de la vérifier au déversement.

IV.4.2.3. Etude des connecteurs

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle du béton et la solive. Ils doivent être capable de présenter une résistance vis-à-vis du soulèvement de la dalle, et peut être utiles également d'empêcher le glissement entre les deux éléments à assemblée.

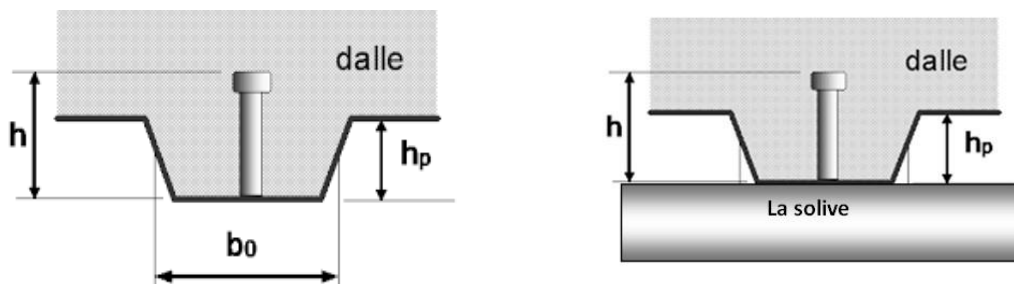


Figure IV.6 : Connexion acier-béton.

IV.4.2.3. 1. Résistance des connecteurs au cisaillement :

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète. Dans notre cas, on a opté pour des goujons à tête, la résistance de calcul de ce type de connecteur est donnée par l'inégalité suivante :

$$P_{rd1} \leq P_{rd2} \quad P_{rd} = (P_{rd1},)$$

Sachant que :

- P_{rd1} : Formule correspondant à la ruine par cisaillement du goujon ;
- P_{rd2} : Formule correspondant à la ruine par écrasement du béton autour du goujon.

Autrement :

- P_{rd1} : Effort résistant au cisaillement du goujon lui-même.
- P_{rd2} : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

$$P_{rd1} = \frac{0,8 \times f_u \times \pi \times d^2}{4 \times \gamma_v}$$

$$P_{rd2} = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v}$$

- f_u : La résistance ultime en traction spécifiée de l'acier de goujon
 $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$
- f_{ck} : La résistance caractéristique sur cylindre de béton à l'âge considéré.
- γ_v : Facteur partiel de sécurité égal à 1,25.
- α : Facteur de correction égale : $\alpha = \begin{cases} 0,2 (h/d + 1) & \text{si } 3 \leq h/d \leq 4 \\ 1 & \text{si } h/d \geq 4 \end{cases}$
- h_p : Hauteur de la nervure de la tôle TN40 ;
- $N_r = 1$ pour une tôle dont l'épaisseur est inférieure à 1mm ;
- b_0 : la largeur de la nervure de la tôle ;
- γ_v : le coefficient partiel de sécurité est pris égal à 1.25 à l'état limite ultime.

Après simplification de l'inégalité, on obtient :

$$0.29\alpha\sqrt{25 \times 31000} \times \leq 0.8 \times 360 \times 3.14/4$$

$$\alpha \leq 0.89$$

D'où :

On choisit un goujon ayant les caractéristiques suivantes :

- Diamètre de fût : $d=16\text{mm}$
 - Hauteur totale : $h=50\text{mm}$
 - $f_u = 360 \text{ Mpa}$
 - E_{cm} : la valeur moyenne du module sécant du béton.
- $E_{cm}=31000\text{MPa}$

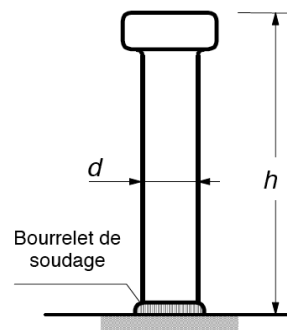


Figure IV.7. Goujon à tête soudée avec dalle mixte

Pour notre cas :

$$\alpha = 0.2 (50/16 + 1) = 0.825$$

$$P_{rd1} = \frac{0.8 \times 360 \times 3.14 \times 16^2}{4 \times 1.25} = 72345.6 \text{ N}$$

$$P_{rd2} = \frac{0.29 \times 0.825 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 31000}}{1.25} = 43135.3 \text{ N}$$

On trouve $P_{rd} = \min (72345.6 \text{ N}; 43135.3 \text{ N}) = 43135.3 \text{ N}$

IV.4.2.3.2. Dimensionnement de la connexion de la poutre:

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ cm}$$

➤ Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

$$V_{lf} = \min \left(A_a \frac{f_y}{\gamma_a} ; b_{eff} \times 0,85 \times \frac{h_c \times f_{ck}}{\gamma_a} \right)$$

Avec :

- A_a : Aire de l'élément structural en acier $A=33.4 \text{ cm}^2$
- n : nombre de connecteurs ;
- V_l : effort de cisaillement longitudinal, $V_{lf} = \min(F_a, F_c) =$
- P_{rd} : La résistance de cisaillement d'un connecteur isolé.

$$V_{lf} = \min \left(3440 \times \frac{235}{1,1} ; 118 \times 0,85 \times \frac{80 \times 25}{1,1} \right)$$

$$V_{lf} = \min(734910 \text{ N} ; 182364 \text{ N})$$

$$V_{lf} = 182364 \text{ N}$$

➤ Le nombre de goujons :

$$N_f = \frac{v_{lf}}{P_{rd}} = \frac{182364}{43135,3} = 4,2 \sim 5 \text{ goujons}$$

$N = 5$ Goujons par 1/2 de longueur de solive.

➤ L'espacement des goujons :

Soit $N_f = 5$ goujons sur la demi-longueur (L_{cr}) de la solive, c'est-à-dire 10 goujons sur la longueur totale de la solive.

$$\frac{5}{4,228} = 1,183 > 0.4 \quad (\text{Condition vérifiée EC4 ; art 6.2})$$

$$e = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{300}{5} = 60 \text{ cm} = 600 \text{ mm}$$

L'entraxe longitudinal maximal des connecteurs sur la longueur critique ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle (h_t) ni 800 mm conformément à l'EC4

$$e < \min(6 h_c ; 800) = \min(6 \times 80 ; 800) = \min(480 ; 800)$$

$$e = 600 \text{ mm} > 480 \text{ mm} \quad \text{condition non vérifiée}$$

Comme pour 10 goujons cela ne vérifie pas, nous allons augmenter les nombres de goujons à 7 sur la moitié de la solive :

$$e = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{300}{7} = 42,9 \text{ cm} = 429 \text{ mm}$$

$$e < \min(6 h_c; 800) = \min(6 \times 80; 800) = \min(480; 800)$$

$$e = 429 \text{ mm} < 480 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la soudure du goujon :

On doit vérifier :

$$P_{rd} \leq F_{w,rd} = \frac{\pi(d+2a)a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times 1,25}$$

-a : cordon de la soudure (4 mm).

- $f_u = 360 \text{ MPa}$.

- $\beta_w = 0,80$.

$$F_{w,rd} = \frac{3,14(16+2 \times 4)4 \times 360}{\sqrt{3} \times 80 \times 1,25} = 62655 \text{ N}$$

Donc : $F_{w,rd} = 62655 \text{ N} > P_{rd} = 43135,3 \text{ N}$ Condition vérifiée

IV.4.3. Etude du plancher courant : (avec Solive IPE220)

IV.4.3.1. Vérification au stade de construction :

➤ détermination des sollicitations :

Le plancher est soumis à la charge permanente due au poids propre de la poutre et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

Charges permanentes :

$$G_{solive} = 26,2 \text{ kg/m}^2$$

$$G_{dalle} = 200 \text{ kg/m}^2 \times 1,18 \text{ m} = 236 \text{ kg/ml}$$

$$G_{tole} = 10 \text{ kg/m}^2 \times 1,18 \text{ m} = 11,8 \text{ kg/ml}$$

$$G = G_{solive} + G_{dalle} + G_{tole} = 274 \text{ kg/ml}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q_1 = 150 \text{ kg/m}^2 \times 1,18 \text{ m} = 177 \text{ kg/ml}$$

$$Q_2 = 75 \text{ kg/m}^2 \times 1,18 \text{ m} = 88,5 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 265,5 \text{ kg/ml}$$

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(274) + 1,5(265) = 767,4 \text{ kg/ml}$

- ELS : $q_s = G + Q = 274 + 265,5 = 539,5 \text{ kg/ml}$

➤ Vérification de la flèche :

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = L/250$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 539,5 \times 6^4}{384 \times 21.10^9 \times 2772.10^{-8}} = 0,015 \text{ m} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = L/250 = 6/250 = 0.024 \text{ m} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 1,5 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 2,4 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

• Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L}{2} = \frac{767,4 \times 6}{2} = 2302,2 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 1591 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1591 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 19713,9 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} = 2302,2 \text{ daN} \leq 0,5(19713,9) \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2302,2 \text{ daN} \leq V_{pl,rd} = 9856,95 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

• Vérification de résistance au moment fléchissant :

On doit vérifier que: $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L^2}{8} = \frac{767,4 \times 36}{8} = 3453,3 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{285,4 \times 235}{1,1} = 6097,1 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 6097,1 \text{ daN.m} \geq M_{sd} = 3453,3 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

IV.4.3.2. Vérification après exécution (étude en phase finale):

➤ Détermination des sollicitations :

Après durcissement de la dalle en béton la section devient homogène (acier-béton), donc elle travaille en même temps.

Dans cette phase, la section mixte reprend les efforts, et l'étalement disposé en phase de construction est enlevé. On considère les charges suivantes :

Charges permanentes :

$$G \text{ 385x1, 18} = 454,3 \text{ kg/ml}$$

Surcharge d'exploitation:

$$Q = 250 \text{ x1, 18} = 295 \text{ kg/ml}$$

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(454,3) + 1,5(295) = 1055,805 \text{ kg/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 454,3 + 295 = 749,3 \text{ kg/ml}$$

Il est indispensable de déterminer les propriétés de la section mixte afin de poursuivre la vérification en phase finale.

IV.4.3.2.1. Propriétés de la section mixte

a) Largeur participante de la dalle

Dans un plancher mixte, si l'espacement entre poutres métalliques n'est pas trop grand, le transfert de l'effort de cisaillement des connecteurs à la dalle ne mobilise pas cette dernière, il est pratique d'introduire le concept de la largeur participante b_{eff} (voir figure ci-dessous) de dalle revenant à fixer la largeur de celle-ci, pour chaque poutre métallique.

Le D.T.R. - BC. 2.4.10 et l'Eurocode 4 proposent la formule suivante pour le calcul de la largeur b_{eff} :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$\text{Avec : } b_{ei} = \min\left(\frac{l_0}{8}, \frac{b_i}{2}\right)$$

$$b_{ei} = \min\left(\frac{l_o}{8}, \frac{b_i}{2}\right)$$

Où : $-l_o$: longueur de la solive ;

- b_i : espacement entre solive

$$b_{ei} = \min\left(\frac{l_o}{8}, \frac{b_i}{2}\right) = \min\left(\frac{6}{8}, \frac{1,18}{2}\right) = (0,75 ; 0,59) = 0,59$$

$$b_{eff} = 2 \times 0,59 = 1,18 \text{ m}$$

b) Détermination de la position de l'axe neutre (d):

$$d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t+h}{2 \times S}$$

Avec:

d: distance entre le centre de gravité de la solive et l'axe neutre

$b = b_{eff}$: largeur de la dalle participante.

n = coefficient d'équivalence acier/béton ($n= 15$).

S: section mixte. Avec $S = A + \frac{B}{n}$

A: section de la solive.

t: épaisseur de la dalle

B : section de la dalle en béton avec $B = b \times t$

$$B = 1,18 \times 0,08 = 0,0944 \text{ m}^2$$

$$S = 33,4 \times 10^{-4} + \frac{0,0944}{15} = 9,64 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$d = \frac{1,18 \times 0,08}{15} \times \frac{0,08 + 0,22}{2 \times 9,64 \cdot 10^{-3}} = 0,098 \text{ m} = 9,8 \text{ cm}$$

$$d = 9,8 < h/2 = 22/2 = 11 \text{ Donc l'axe neutre se trouve dans la solive}$$

c) Inertie mixte homogénéisée

Elle est calculée par rapport au centre de gravité de la section mixte à partir de la formule suivante :

$$I_m = I_y + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12n} + \frac{b \times t}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} - d\right)^2$$

$$I_m = 2772 + 33,37 \times 9,8^2 + \frac{118 \times 8^3}{12 \times 15} + \frac{118 \times 8}{15} \times \left(\frac{8+22}{2} - 9,8 \right)^2 = 6402,64 \text{ cm}^4$$

Avec:

- I_m : moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre

d) Le moment fléchissant maximum:

$$M_{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{1055,805 \times 6^2}{8} = 4751,1225 \text{ daN.m}$$

e) Vérification des contraintes :

➤ Contrainte dans la poutre acier :

- Contrainte de traction :

$$\sigma_{ai} = \left(\frac{M_{\max}}{I_m} \times v_i \right)$$

Avec

$$v_i = \left(\frac{h}{2} + d \right) = \left(\frac{22}{2} + 9,8 \right) = 20,8 \text{ cm}$$

- v_i : position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre.

$$\sigma_{ai} = \left(\frac{M_{\max}}{I_m} \times v_i \right) = \left(\frac{4751,1225 \times 10^{-2}}{6402,64 \times 10^{-4}} \times 20,8 \times 10^{-1} \right) = -154,348 \text{ Mpa}$$

- Contrainte de compression :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{\max}}{I_m} \times (v_s - t)$$

$$\text{Avec } v_s = \left(\frac{h}{2} + t - d \right) = \frac{22}{2} + 8 - 9,8 = 9,2 \text{ cm}$$

- v_s : position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre.

$$\sigma_{as} = \frac{M_{\max}}{I_m} \times (v_s - t) = \frac{4751,1225 \times 10^{-2}}{6402,64 \times 10^{-4}} \times (9,2 \times 10^{-1} - 80) = 8,9 \text{ Mpa}$$

- Contrainte admissible d'acier

$$\sigma_{adm} = \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{235}{1,1} = 213,64 \text{ Mpa}$$

➤ Contrainte dans la dalle béton :

- Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \left(\frac{M_{max}}{nI_m} \times v_s \right) = \frac{4751,1225 \times 10^{-2}}{15 \times 6402,64 \times 10^{-4}} \times 9,2 \times 10^1 = 4,55 \text{ Mpa}$$

- traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{nI_m} \times (v_s - t) = \frac{4751,1225 \times 10^{-2}}{15 \times 6402,64 \times 10^{-4}} \times (9,2 \times 10^1 - 80) = 0,6 \text{ Mpa}$$

- Contrainte admissible de béton :

$$\sigma_{adm} = 0,85 \frac{f_y}{\gamma_a} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,16 \text{ Mpa}$$

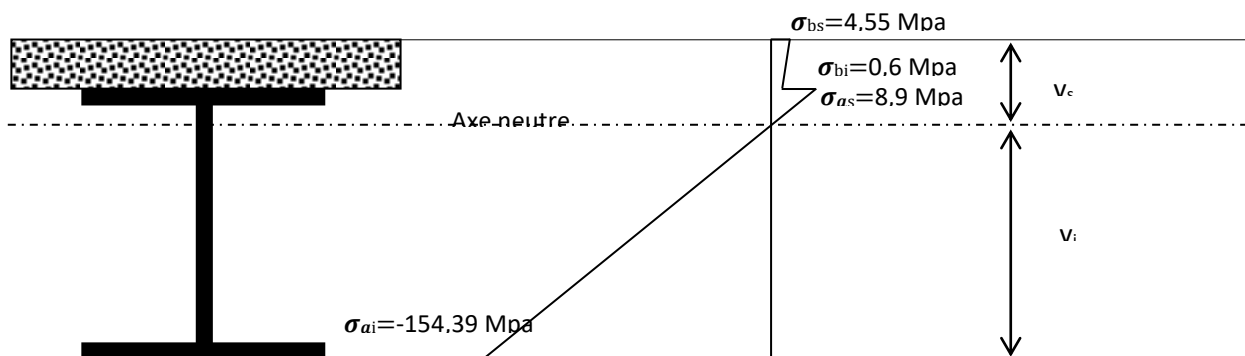


Figure IV.8 : Diagramme des contraintes de flexion plancher étage courant

f) Contraintes additionnelles dues au retrait du béton :

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ϵ). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton

L'effet du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effet de l'abaissement de température (gradient thermique).

Ces effets provoquent :

- Un raccourcissement ϵ_a de la poutre acier

- Un allongement ε_b de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement), et l'on a :
 $\varepsilon = \varepsilon_a + \varepsilon_b$

Ces contraintes sont déterminées à partir des formules suivantes:

- Distance entre le CDG de l'acier et CDG de béton :

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{220+80}{2} = 150 \text{ mm} = 0,15 \text{ m}$$

- Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène :

$$\alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} = \frac{2772 \times 10^{-8}}{33,4 \times 10^{-4} \times 0,15} = 0,055 \text{ m}$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \varepsilon \times \beta \times A}{(n \times I_a \times A) + (B \times I_a) + (B \times A \times \beta^2)}$$

Avec $\varepsilon = 2 \times 10^{-4}$ Coefficient de retrait du béton

$E_a = 210000 \text{ Mpa}$

$$K = \frac{94400 \times 210000 \times 2 \times 10^{-4} \times 150 \times 3340}{(15 \times 2772 \times 10^4 \times 3340) + (944 \times 10^2 \times 2772 \times 10^4) + (94400 \times 3340 \times 150^2)} = 0,18 \text{ N/mm}^3$$

$$Y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{220}{2} + 55 = 165 \text{ mm}$$

$$Y_2 = y_1 + t = 165 + 80 = 245 \text{ mm}$$

Avec:

- y_1 : distance entre l'interface et l'ANP de la section homogène
- y_2 : distance entre la fibre supérieure du béton et l'ANP de la section homogène.

D'où les valeurs des contraintes :

- Dans la poutre en acier

$$\sigma'_{as} = K \times y_1 = 0,18 \times 165 = 29,7 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ai} = (h - y_1) = 0,18(220-165) = 9 \text{ Mpa}$$

- Dans la dalle

$$\sigma'_{bs} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_1) = \frac{1}{15} (210000 \times 2 \times 10^{-4} - 0,18 \times 165) = 0,83 \text{ Mpa}$$

$$\sigma'_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_2) = \frac{1}{15} (210000 \times 2 \times 10^{-4} - 0,18 \times 245) = -0,14 \text{ Mpa}$$

➤ **Les contraintes finales :**

$$\sigma_{as}'' = \sigma_{as} + \sigma_{as}' = 8,9 + 29,7 = 38,6 \text{ Mpa} \leq 213,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai}'' = \sigma_{ai} + \sigma_{ai}' = -154,348 + 9 = -145,348 \text{ Mpa} \leq 213,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs}'' = \sigma_{bs} + \sigma_{bs}' = 4,55 + 0,83 = 5,38 \text{ Mpa} \leq 14,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi}'' = \sigma_{bi} + \sigma_{bi}' = 0,6 - 0,14 = 0,46 \text{ Mpa} \leq 14,16 \text{ MPa}$$

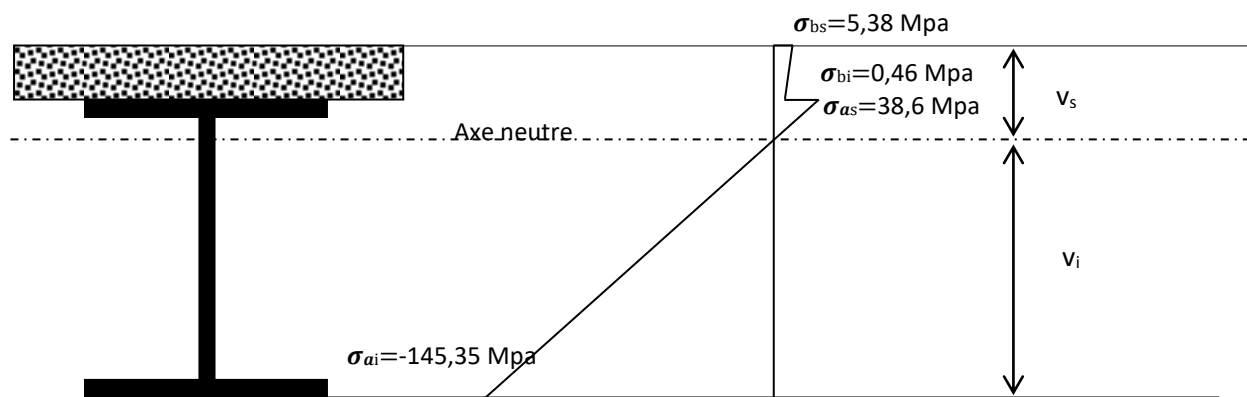


Figure IV.9 : Diagramme des contraintes finales de flexion plancher étage

➤ **Vérification de la flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$\text{Avec } f_{adm} = L/250 \quad f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_m} = \frac{5 \times 749,3 \times 10^{-5} \times 6^4}{384 \times 210000 \times 6402,64 \times 10^{-8}} = 0,0094 \text{ m} = 0,94 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = 6/250 = 0,024 \text{ m} = 2,4 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } f_{max} = 0,94 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2,4 \text{ cm}$$

condition vérifiée

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L}{2} = \frac{1055,805 \times 6}{2} = 3167,415 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 1591 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1591 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 19713,9 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} = 3043,071 \text{ daN} \leq 0,5(19713,9) \text{ daN}$$

$$3167,415 \text{ daN} \leq 9856,95 \text{ daN} \quad \text{donc } V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \quad \textbf{condition vérifiée}$$

Vérification au déversement :

La solive étant entièrement connectée au plancher, elle ne risque pas de se déverser d'où la Non nécessité de la vérifier au déversement.

IV. 5. Etude du Ferrailage

La tôle nervurée dans les planchers mixtes joue le rôle d'armatures tendues et sur laquelle est coulée une couche de béton simplement ferrillée d'un treillis soudé.

D'après la section 7.6.2.1 de l'Eurocode 4, l'aire de la section transversale de l'armature limitant la fissuration ne doit pas être inférieure à 0,2% de l'aire de la section transversale du béton situé au-dessus des nervures de la tôle dans le cas de construction non étayée, et à 0,4% de l'aire de la section transversale au-dessus des nervures de la tôle dans le cas de construction étayée ce qui est notre cas, par conséquent on prend :

$$A_s \geq 4\% \times b \times h_c$$

- Epaisseur de la dalle au dessus de la nervure de la tôle $h_c = 40 \text{ mm}$

- largeur efficace $b = 1,18 \text{ m}$

$$A_s \geq 0.004 \times 1,18 \times 0,04 = 1,888.10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 1,888 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On fera le choix selon des sections de treillis soudé en fonction du diamètre et l'espacement des barres disponibles sur le marché proche de la section que nous avons trouvé.

Alors selon celles qui sont disponibles sur le marché algérien, on prend un treillis soudé T6e12, 5 (diamètre $d = 6 \text{ mm}$ et un espacement entre barre de $12,5 \text{ cm}$) pour $A_s = 1,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et s'il n'y a pas le T6 alors on prendra le T8e15 pour $A_s = 3,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$ voir le tableau ci-dessous.

Chapitre V : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

V.1. ETUDE DE L'ESCALIER

V.1.1 Introduction

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre, il est étudié sont à volée droite en béton armé coulés sur place, comportant deux volées et un palier intermédiaire (voir figures suivantes Un escalier est une succession des marches et contre marches permettant de passer d'un niveau à un autre, un palier dont la fonction est de permettre le repos pendant la montée.

Pour notre structure, on dispose d'un escalier métallique qui permet à l'accès à l'étage réservée pour les bureaux, notre escalier métallique permet un passage fréquents de plus il est sert comme une voie préférentielle pour évacuation en cas de sinistre.

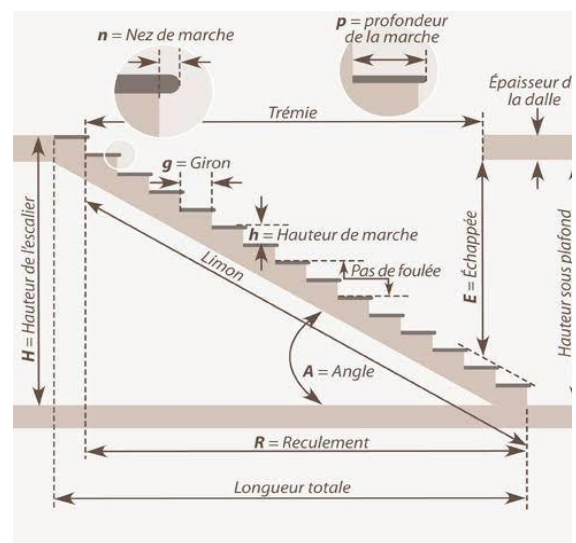
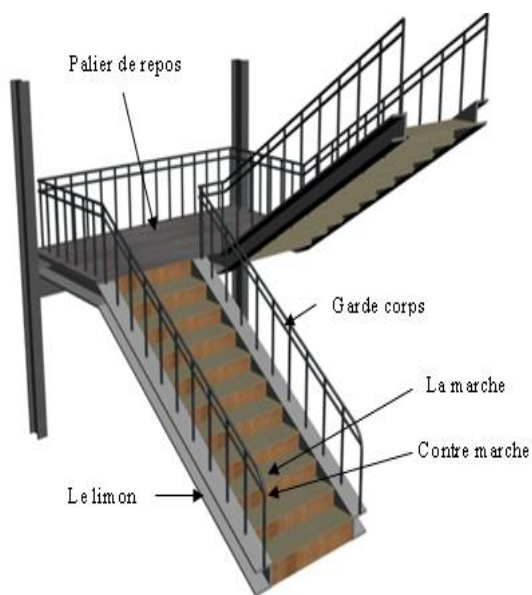


Figure V. 1 : Les différents éléments d'un escalier

➤ Définitions :

- Un **palier** dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée, est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escaliers.
- Une **volée** est une partie droite ou courbe d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

- **Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.
- **Limon** : c'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contremarches.
- Le garde-corps est utilisé pour assurer la sécurité des personnels

V.1.2 Dimensionnement de l'escalier

La longueur des marches s'appelle l'emmarchement(L), la largeur s'appelle giron(g) et la hauteur c'est la contre marche (h).

V.1.2.1. Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- la hauteur de l'étage : $H = 3,6\text{m}$;
- les conditions que doit satisfaire les marches et les contres marches sont les suivantes :

h : (hauteur de marche) ; Varie de $16.5 \leq h \leq 18.5\text{cm}$

g : largeur de la marche (giron) ; Varie de $27\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$.

D'après la formule de Blondel, on doit vérifier :

$$60 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm}.$$

On dispose de deux volées dans chaque étage, la hauteur de chacune est :

$$h' = \frac{H}{2} = 1,8 \text{ m} \text{ alors on prend la hauteur de la marche}(h) = 0,17 \text{ m donc } 17 \text{ cm et le giron } (g) =$$

$$30 \text{ cm ce qui donne } 60 \text{ cm} \leq 2(17)+30 \leq 64 \text{ cm}$$

alors $60 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm}$ condition vérifiée

On détermine par la suite les dimensions restantes des escaliers, à savoir :

-Le nombre de contre marche pour les volées :

$$n_c = \frac{h'}{h} = \frac{180}{17} = 11$$

- Le nombre de marche pour les volées : $n_m = n_c - 1 = 10$

- le nombre de contre marche : $n_m - 1 = 9$

- La longueur des volées en plan : $L = g \times (n_m - 1) = 30 \times 9 = 270 \text{ cm}$

- L'angle de l'inclinaison de la volée : $\tan \alpha = 180/270 = 0,67 \rightarrow \alpha = 33,8^\circ$

- La longueur de la volée $L_v = H / \sin \alpha = 180 / \sin 33,8 = 327 \text{ cm}$

- Les dimensions en plan de la cage d'escalier : $(4,2 \times 2,5) = 10,5 \text{ m}^2$

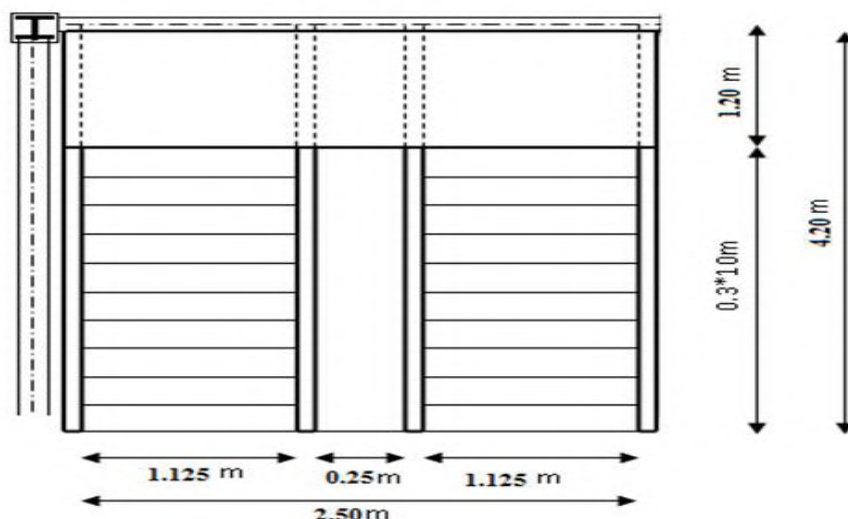


Figure V. 2: Vue en plan d'escaliers en acier

V.1.3 Dimensionnement des supports de marches

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières soudées au milieu des tôles. Les cornières sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon, Comme l'indique la figure ci-dessous

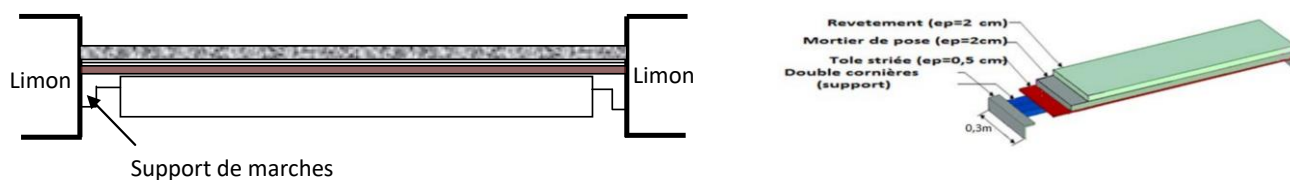


Figure V. 3 : Les constituants d'une marche

Longueur de la marche : 1,125m

Largeur de la marche (g) : 0,3m

V.1.3.1 Evaluation des charges et surcharges :

- Charges permanentes:

- tôle d'épaisseur 5mm : $78,50 \times 0,005 = 40 \text{ daN/m}^2$

- mortier de pose (e= 2cm):..... $20 \times 0,02 = 40 \text{ daN/m}^2$

- revêtements carrelage (e= 2cm) :..... $20 \times 0,02 = 40 \text{ daN/m}^2$

Charges totale : $G = (40+40+40) = 120 \text{ daN/ml}$

- Charges d'exploitation : $Q = 250 \text{ daN/ml}$

V.1.3.2 Pré dimensionnement des supports de marches :

Les marches sont fabriquées par des tôles striées et des cornières. On modélisera la marche comme une poutre simplement appuyée.

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche

➤ ELS

$$q_{\text{els}} = (G+Q) \times 0,3/2 = 55,5 \text{ daN/ml}$$

V.1.3.2.1 Condition de la flèche :

$$f_{\text{adm}} = L/250 \quad f_{\text{max}} = \frac{5 \times q_{\text{els}} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad I_y = \frac{5 \times q_{\text{els}} \times L^4}{384 \times E \times f_{\text{max}}}$$

$$I_y = \frac{5 \times 55,5 \times 1,125^3 \times 250}{384 \times 210000 \times 10^5} \geq 12,3 \times 10^{-9} \text{ m}^4 \geq 1,23 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit la cornière L 40x40x4 avec $I_y = 4,47 \text{ cm}^4$

Profilé	Poids	Dimensions				Caractéristiques		
	G	A	h=b	t	r	$I_y=I_z$	$W_{pl,y}=W_{pl,z}$	$I_y=I_z$
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	cm	cm ³	cm ⁴
L 40x40x4	2,42	3,08	40	4	6	1,21	2,85	4,47

Tableau V.1: Caractéristiques du profilé L 40x40x4

➤ Vérification de la flèche (poids propre inclus)

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\text{max}} \leq f_{\text{adm}}$

La charge sera : $q_{\text{els}} = q_{\text{els}} + P_p = 55,5 + 2,42 \rightarrow q_{\text{els}} = 57,92 \text{ daN/m}$

$$f_{\text{max}} = \frac{5 \times 57,92 \times 1,125^4}{384 \times 21000 \times 4,47} = 0,12 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = L/250 = 1,125/250 = 0,0045 \text{ m} = 0,45 \text{ cm}$$

Donc $f_{max}=0,12 \text{ cm} \leq f_{adm}= 0,45\text{cm}$ **condition vérifiée**

• **Classe de la cornière L 40x40x4**

$$\frac{c}{t} \leq 10\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \varepsilon = 1$$

$$\frac{40}{4} = 10 \leq 10 \quad \text{elle est de classe 1}$$

V. 1.3.2.2. Vérification de la résistance

➤ **Vérification de cisaillement**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5V_{PL,Rd}$

$$\begin{aligned} Q_{elu} &= 1,35(G+0,3/2 + 1,35 pc + 1,5Q.0,3/2 \\ &= 1,35(120)0,3/2 + 1,35.2,42 + 1,5.250.0,3/2 = 83,517 \text{ daN/m}^2. \end{aligned}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L}{2} = \frac{83,517 \times 1,125}{2} = 47 \text{ daN}$$

$$\begin{aligned} V_{pl,rd} &= \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = h \times t = 160 \text{ mm}^2 \\ V_{pl,rd} &= \frac{160 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 3418,1 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} &= 47 \text{ daN} \leq 0,5(3418,1) \text{ daN} \\ 47 \text{ daN} &\leq 1709 \text{ daN} \text{ donc } V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \quad \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

➤ **Vérification de résistance au moment fléchissant :**

On doit vérifier que: $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L^2}{8} = \frac{83,517 \times 1,125^2}{8} = 13,21 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{2,85 \times 235}{1,1} = 60,9 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 60,9 \text{ daN.m} \geq M_{sd} = 13,21 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc on adopte la cornière L40×40×4

V.1.4 Dimensionnement des éléments porteurs pour l'escalier type :

V.1.4.1 Dimensionnement des limons :

Une volée contient deux limons, et chaque limon doit supporter la moitié des charges et des surcharges exercées sur la volée.

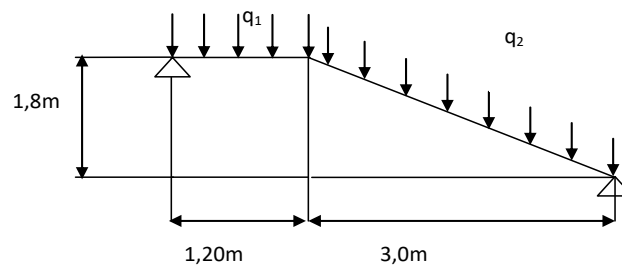


Figure V.4. Charges appliqué sur limon

a) Evaluation de charges et surcharges :

- Charges permanentes « G » :

Cornière L(40×40×4) :..... 2,42daN/ m
Tôle striée d'épaisseur (ép=0,5cm):..... 40 daN /m²
Mortier de pose d'épaisseur 2cm :..... 40 daN /m²
Revêtements carrelages (ep= 2cm):..... 40 daN /m²
Poids du Garde corps (cloison) :.....100daN/m²

$$\text{Charges totale : } G_t = (40+40+40) \times 1.125/2 + 2,42+100 \rightarrow G = 169,92 \text{ daN /m}^2$$

- Charges d'exploitation « Q »: $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

$$Q = 250 \times 1,125/2 \rightarrow Q = 140,625 \text{ daN/m}^2$$

b) Pré dimensionnement de limon :

$$Q_s = (169,92 + 140,625) = 310,545 \text{ daN/ml}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_{\text{els}} \times \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times I_y} \quad I_y = \frac{5 \times q_{\text{els}} \times \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times f_{\max}}$$

$$I_y = \frac{5 \times 310,545 \times \cos 33,8 \times 3,27^3 \times 250}{384 \times 210000 \times 10^5} = 140 \text{ cm}^4$$

→ On choisit un UPN 100 de classe 1 avec $I_y = 206 \text{ cm}^4$

V.1.4.1.1. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé UPN 100:

$$q_u = 1,35 (169,92 + 10,6) + 1,5 (140,625) = 454,6 \text{ daN/ml}$$

$$q_s = (169,92 + 10,6) + (140,625) = 321,2 \text{ daN/ml}$$

a) Vérification de la flèche :

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_{\text{els}} \times \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} = L/250$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 321,2 \times \cos 33,8 \times 3,27^4}{384 \times 21 \cdot 10^9 \times 206 \cdot 10^{-8}} \leq f_{\text{adm}} = 3,27/250$$

$$f_{\max} = 0,009 \text{ m} < f_{\text{adm}} = 0,013 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de résistance au moment fléchissant :

On doit vérifier que: $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q_{\text{elu}} \times \cos \alpha \times L^2}{8} = \frac{454,6 \times 0,83 \times 3,27^2}{8} = 504,3 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{49 \times 235}{1,1} = 1051,1 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 1051,1 \text{ daN.m} > M_{sd} = 504,3 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$N_{sd} = q_u \times \sin \alpha \times L = 454,6 \times (\sin 33,28) \times 3,27 = 830,6 \text{ daN}$$

$$= \frac{A \times f_y}{1,1} = \frac{13,5 \cdot 10^{-4} \times 235}{1,1} = 28840,1 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd}=830,6 \text{ daN} < N_{plrd}=28840,1 \text{ daN.m} \text{ condition vérifiée}$$

c) Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{Q_{elu} \times \cos \alpha \times L}{2} = \frac{454,6 \times 0,83 \times 3,27}{2} = 617 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 695,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{695,5 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 8602,2 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} = 617 \text{ daN} \leq 0,5(8602,2) \text{ daN}$$

$$617 \text{ daN} \leq 4301,1 \text{ daN} \text{ donc } V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \text{ condition vérifiée}$$

Pas d'interaction entre effort tranchant et le moment fléchissant.

d) Vérification à la résistance en flexion composée :

Le limon est sollicité simultanément en flexion et en compression axiale donc on doit satisfaire la condition suivante :

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{\frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{\frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1,0$$

Puisque $M_{z,sd}$ est nul, nous avons :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{\frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1,0 \quad (1)$$

Calcul de l'élancement réduit :

D'abord, la vérification du flambement passe par la vérification de la condition de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \beta A^{0,5} \leq 0,2$$

- Classe de UPN 100 :

•Classe de l'âme comprimée :

$$\frac{c}{t_w} \leq 10\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \varepsilon = 1$$

$$\frac{50}{6} = 8,3 \leq 10$$

Donc la section du profilé global est de classe 1 donc $\beta_A = 1$

$$\lambda_y = \frac{i_f}{i_y} = \frac{327}{3,91} = 93,6$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \beta_A^{0,5} = \bar{\lambda} = \frac{93,6}{93,9} = 0,99 > 0,2$$

$\bar{\lambda}_y > 0,2 \Rightarrow$ donc il y a risque de flambement suivant l'axe y-y

$$\lambda_z = \frac{i_f}{i_z} = \frac{327}{1,47} = 222,4$$

$$\bar{\lambda} = \frac{222,4}{93,9} = 2,37 > 0,2$$

$\bar{\lambda}_z > 0,2 \Rightarrow$ donc il y a risque de flambement suivant l'axe z-z

e) Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement $\chi_{\min}$:

$$\chi_{\min} = (\chi_y, \chi_z)$$

On calcule donc χ pour chaque direction :

Suivant l'axe y-y :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \leq 1$$

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

▪ Détermination de la valeur du facteur d'imperfection α :

Courbe de flambement C (Profilé en U) (**Tab 6.2 de l'Eurocode 3**)

$\rightarrow \alpha = 0,49$ pour toutes les cornières en U

$$\Phi = 0,5[1 + 0,49 \times (0,99 - 0,2) + 0,99^2] = 1,18$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,18 + [1,18^2 - 0,99^2]^{0,5}} = 0,5$$

Suivant l'axe z-z :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} \leq 1$$

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

▪ Détermination de la valeur du facteur d'imperfection α :

Courbe de flambement C (Profilé en U) (**Tab 6.2 de l'Eurocode 3**)

→ $\alpha = 0,49$ pour toutes les sections laminées en U

$$\Phi = 0,5[1 + 0,49 \times (2,37 - 0,2) + 2,37^2] = 3,8$$

$$\chi_z = \frac{1}{3,8 + [3,8^2 - 0,99^2]^{0,5}} = 0,13$$

$$\chi_{min} = (\chi_y = 0,5 ; \chi_z = 0,13) \Rightarrow \chi_{min} = 0,13$$

→ L'axe de flambement est l'axe Z-Z, on calcul les paramètres suivants :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$U_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \cdot \beta_{my} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$\beta_{my} = 1,3$ est le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement

$$U_y = 0,99 \times (2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{49 - 41,2}{41,2} \Rightarrow U_y = -1,206$$

$$K_y = 1 - \frac{-1,206 \times 830,6}{0,5 \times 13,5 \times 235} = 1,063$$

En remplaçant ces valeurs dans l'équation (1), nous avons :

$$\frac{830,6}{0,13 \times \frac{13,5 \cdot 10^{-4} \times 235 \cdot 10^5}{1,1}} + \frac{1,063 \times 504,3}{\frac{49 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1}} = 0,73 \leq 1,0$$

La condition de flambement est vérifiée

f) Vérification de déversement :

On doit vérifier que :
$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1,0$$

Puisque $M_{z,sd}$ est nul, nous avons :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1,0 \quad (1)$$

➤ **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \leq 1$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

▪ Détermination de la valeur du facteur d'imperfection pour le déversement α :

→ $\alpha = 0,21$ pour les sections laminées en U

➤ **Calcul de l'élancement réduit :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \beta_A^{0,5}$$

• Classe de UPN 100 :

$$\frac{c}{t_w} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \varepsilon = 1$$

$$\frac{50}{6} = 8,3 \leq 10$$

Donc la section du profilé global est de classe 1 donc $\beta_A = 1$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \times \sqrt{C} \quad \text{élancement de l'élément vis à vis du déversement}$$

Avec C= 1

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{327}{1,47}}{\left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{327/1,47}{10/0,85}\right)^2\right]^{0,25} \times \sqrt{1}} = 107$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{107}{93,9} \times 10^{-5} = 1,14 > 0,4 \text{ il y a un risque de déversement}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21 \times (1,14 - 0,2) + 1,14^2] = 1,24$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,24 + [1,24^2 - 1,14^2]^{0,5}} = 0,58$$

➤ Calcul du coefficient K_{LT} :

$$\mu_y = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times 2 \cdot \beta_{mLT} - 0,15 \text{ avec } \mu_y < 0,9$$

β_{mLT} : est le facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement

$\beta_{mLT} = 1$, (Puisque nous sommes dans le cas d'une charge uniformément répartie)

$$\mu_y = 0,15 \times 2,37 \times 2 \times 1,3 - 0,15 = 0,77 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,77 \times 830,6}{0,13 \times 13,5 \cdot 10^{-4} \times 235 \cdot 10^5} = 0,85 < 1,5$$

En remplaçant ces valeurs dans l'équation (1) , nous avons :

$$\frac{830,6}{0,13 \times \frac{13,5 \cdot 10^{-4} \times 235 \cdot 10^5}{1,1}} + \frac{0,85 \times 504,3}{0,58 \times \frac{49 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1}} = 0,93 \leq 1,0$$

La condition de déversement est vérifiée.

V.1.4.2. Etude du palier de repos :

V.1.4.2.1. Evaluation des charges sur le palier :

- Charges permanentes « G » :

Dalle en béton (ep=8cm) :.....($0,08 \times 2500 \text{ kg/m}^3$) = 200 daN/m^2

TN40 :..... 10 daN/m

Mortier de pose d'épaisseur (ep= 2cm)($0,02 \times 2000 \text{ kg/m}^3$) = 40 daN/m^2

Revêtements carrelages (ep= 2cm) :..... ($0,02 \times 2000 \text{ kg/m}^3$) = 40 daN /m^2

Charges totales : $G = 200 + 10 + 40 + 40 \rightarrow G = 290 \text{ daN /m}^2$

- Charges d'exploitation : $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

V.1.3.2.2 Pré-dimensionnement de la poutre palière :

Les charges revenant sur la poutre palière sont : charge du panneau rideau et la charge du palier, la charge d'exploitation.

a) Charge du panneau rideau $G = 230 \times 1.8 = 414 \text{ daN/m}$

-Enduit extérieur en ciment ep. 2cm $2000 \text{ kg/m}^3 = 40 \text{ daN/m}^2$

-Brique creuse ep. 10 cm $900 \text{ kg/m}^3 = 90 \text{ daN/m}^2$

-Lame d'aire ep. 10cm $900 \text{ kg/m}^3 = 90 \text{ daN/m}^2$

-Enduit intérieur en plâtre ep. 1,5 cm $1000 \text{ kg/m}^3 = 15 \text{ daN/m}^2$

b) Charge revenant du palier

- $G = 290 \times 0,6 = 174 \text{ daN /m}$

c) Surcharge d'exploitation

- $Q = 250 \times 0,6 = 150 \text{ daN /m}$

-

- Condition de la flèche : (Eurocode 3.7.2.1) :

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = L/250 \quad I_y = \frac{250 \times 5 \times q \times l^3}{384 \times E}$$

$$q_{els} = 414 + 174 + 150 = 738 \text{ daN/m}$$

$$I_y = \frac{250 \times 5 \times 738 \times 2,50^3}{384 \times 210000 \cdot 10^5} = 178,8 \text{ cm}^4$$

→ On adopte pour un IPE 120 de classe 1, qui a les caractéristiques suivantes:

$$I_y = 317,8 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 60.73 \text{ cm}^3$$

$$A = 13.21 \text{ cm}^2$$

$$G = 10.4 \text{ Kg/m}$$

V.1.3.2.3 Vérification en tenant compte du poids propre de IPE 120 :

a) Vérification de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = L/250$$

$$q_{els} = q_{els} + P_p = 738 \text{ kg/m} + 10,4 \text{ kg/m} = 748,4 \text{ daN/m}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 748 \times 2,5^4}{384 \times 210000 \cdot 10^5 \times 317,8 \cdot 10^{-8}} = 0,57 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2,5/250 = 1 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$Q_{ELU} = 1,35 \times (P_p + G) + 1,5 \times (Q)$$

$$Q_{ELU} = 1,35 \times [10,4 + (588)] + 1,5 \times (150)$$

$$Q_{ELU} = 1032,84 \text{ kg/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L}{2} = \frac{1032,84 \times 2,5}{2} = 1291,05 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 629,52 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{629,52 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 7786,1 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} = 3043,071 \text{ daN} \leq 0,5(7786,1) \text{ daN}$$

$$1291,05 \text{ daN} \leq 3893,1 \text{ daN} \quad \text{donc } V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification de résistance au moment fléchissant :

On doit vérifier que: $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q_{elu} \times L^2}{8} = \frac{1032,84 \times 2,5^2}{8} = 807 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{60,73 \times 235}{1,1} = 1295 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 1295 \text{ daN.m} \geq M_{sd} = 807 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

Le profilé IPE120 répond à toutes les conditions de règlement CCM97 et l'eurocode 3 concernant la vérification de la résistance et la vérification de la flèche donc on peut l'utiliser comme poutre palière.

V.2 ETUDE DE L'ACROTERE

V.2.1 Introduction

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimité par un acrotère assimilée à une console verticale encastree au niveau du plancher.

Le calcul se fera sur une bande de 1ml à a flexion composée engendrée par l'effort normal due au poids propre, et le moment fléchissant maximale à la base due aux forces horizontales. Donc la section la plus défavorable est a section de l'encastrement.

V. 2.2.Définition:

L'acrotère est un élément en béton armé, de protection qui se trouve au niveau supérieur du bâtiment, non structural assimilé à une console encastree à sa base au plancher terrasse. Il est soumis à la flexion composée due à:

- Un effort normal provoqué par son poids propre (G).
- Un moment de flexion provoqué par une force horizontale due à la surcharge (Q), exercée par la main courante, ou bien une force sismique.

V 2.3 Le rôle de l'acrotère:

- Empêcher l'écoulement de l'eau.
- Avoir un aspect esthétique.
- Protection des personnes.

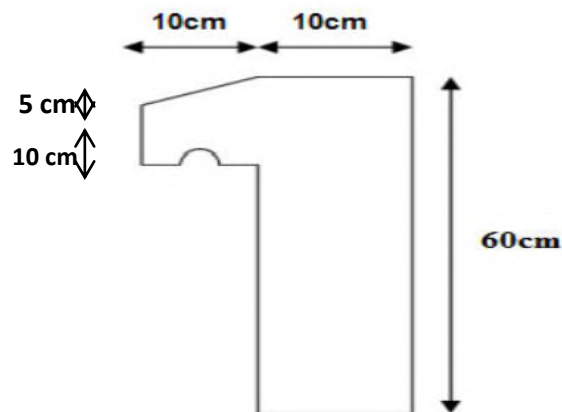


Figure V.5: Coupe verticale de l'acrotère

V.2.3 Evaluation des charges :

- Charges permanentes (G)

Poids propre de l'acrotère est donné par $W_p := \gamma_b \times S$

Avec :

γ_b : poids volumique du béton = 25 KN/m³

S : surface de l'acrotère

$$S = 0.6 \times 0.1 + 0.10 \times 0.1 + (0.05 \times 0.1) / 2 = 0.0725 \text{ m}^2$$

$$W_p = 0.0725 \times 2500 = 181,25 \text{ daN/ml}$$

$$G = 181,25 \text{ daN/ml}$$

- Charges d'exploitation (Q)

$$Q = 100 \text{ daN/ml}$$

V.2.4 la force horizontale due à l'effet du séisme :

Selon le [RPA 99 version 2003, art 6-2-3] l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale " F_p due au séisme calculé suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

A : Coefficient d'accélération (selon le tableau 4.1 du RPA)

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone II donc $A = 0,15$

$C_p = 0.8$: Facteur de force horizontale (selon le tableau 6.1 du RPA)

$W_p = 181,25 \text{ daN/ml}$

$$\text{Alors } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 181,25 \rightarrow F_p = 87 \text{ daN/ml}$$

$F_p < Q = 100 \text{ daN/ml}$ donc on fait le calcul avec Q .

V.2.5 Calcul des sollicitations agissantes sur l'acrotère

Les sollicitations qui agissent sur l'élément secondaire non structural acrotère pour une bande de 1 m de longueur sont :

Charge permanente (poids propre) $G_{acrotère} = 181,25 \text{ daN/ml}$.

Charge d'exploitation $Q = 100 \text{ daN/ml}$.

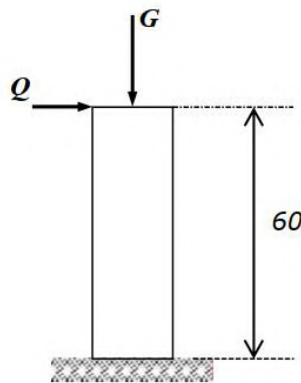


Figure V.6 : Schéma statique de l'acrotère

A l'ELU

$$N_u = 1.35 \times G_{acrotère} = 1.35 \times 181,25 = 244,7 \text{ daN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 100 \times 0.6 = 90 \text{ daN.m}$$

$$T_u = 1.5 \times Q = 1,5 \times 100 = 150 \text{ daN}$$

A l'ELS

$$\begin{aligned}N_s &= G_{\text{acrotère}} = 181,25 \text{ daN} \\M_s &= Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ daN.m} \\T_s &= Q = 100 \text{ daN}\end{aligned}$$

V.2.6 Ferrailage de L'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, considérant une section rectangulaire $b=100\text{cm}$ et $h=10\text{cm}$, soumise à un effort normal et un moment.

Les paramètres de calcul sont donnés comme suit :

$f_{c28}(\text{Mpa})$	$f_{t28}(\text{Mpa})$	γ_b	γ_s	$d=h-c$ (cm)	$b(\text{cm})$	C (enrobage) (cm)	$f_{bu}(\text{Mpa})$	$f_e(\text{Mpa})$
25	2,1	1,5	1,15	5	100	5	14,17	400

Tableau V.2 : Paramètres de calcul du ferrailage de l'acrotère

V.2.6.1 Calcul du ferrailage longitudinal

Selon le sens de l'effort normal (compression ou traction) et son intensité par rapport au moment, on distingue trois modes de travail de la section soumise à la flexion composé :

- Section entièrement comprimée ;
- Section partiellement tendue/comprimée.

Dans notre cas, la section est soumise à un effort de compression donc la section est soit entièrement comprimée, soit partiellement comprimée. Pour déterminer le mode de travail, il convient de calculer les paramètres suivants :

- L'excentricité entre le centre de pression et le centre de gravité, donnée par :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{244,7} = 0,37 \text{ m} = 37 \text{ cm} > d-c = 0 \text{ cm}$$

- Le facteur de remplissage du diagramme parabole rectangle :

$$\psi = \frac{0,375 + \frac{N_u(d-c) - M_u}{(b \times h)^2 \times f_{bu}}}{0,857 - \frac{c}{h}} \Rightarrow \psi = \frac{0,375 + \frac{244,7(0,05 - 0,05) - 90}{(1 \times 0,1)^2 \times 14,17 \times 10^4}}{0,857 - \frac{0,05}{0,1}} = 0,79$$

Le centre de poussée se trouve en dehors des deux nappes d'armatures, de plus $\psi < 0.81$, on déduit que la section est partiellement comprimée, et le calcul du ferrailage se ramène au calcul de ferrailage d'une section en flexion simple moyennant quelques modifications. Le moment de calcul de la section en flexion simple est remplacé par un moment fictif, défini par :

$M_{as} = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$ et les sections d'aciers par des sections d'aciers réelles : $A_{st} = \mathcal{A}_s \frac{N_u}{\sigma_s}$ avec $A_{sc} = A_{sc}$

$$M_{as} = 90 + 244,7 \times \left(\frac{0,1}{2} - 0,05\right) = 90 \text{ daN.m}$$

Le moment réduit agissant est :

$$\mu_u = \frac{M_{as}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{97,371 \times 10^{-5}}{1 \times 0,08^2 \times 14,17} = 0,01819 \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ Mpa}$$

Moment réduit de référence :

$$\mu_r = 0,8 \times \frac{h}{d} \times \left(1 - 0,4 \times \frac{h}{d}\right) = 0,8 \times \frac{0,1}{0,05} \times \left(1 - 0,4 \times \frac{0,1}{0,05}\right) \Rightarrow \mu_r = 0,32$$

$$\mu_u < \mu_r \text{ -----} > \text{Section à simple armatures}$$

$\mu_u < 0.186$, donc on l'état limite ultime est atteint par écoulement plastique des aciers, cet état limite (pivot A) est caractérisé par :

- $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$;

- Acier de compression non nécessaire $\mathcal{A}_{sc}$;

- $0 < \alpha < 0.259$.

La section d'acier nécessaire est :

$$A_{st} = \frac{M_{as}}{Z \times \sigma_s} \quad A_{st} = \mathcal{A}_s \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}\right) = 0,025$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,0495 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{97,341}{0.0495 \times 348 \times 10^5} = 3,53 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,565 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = 0,565 - \frac{244,7}{348} = 0,565 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul de Ferrailage à l'ELS :**

On doit calculer les armatures à l'ELS et les comparer avec celles trouvées à l'ELU

La contrainte du béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

La contrainte de l'acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] \text{ avec } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right] = [266; 201,6] \Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{60}{181,25} = 0,33 \text{ m} = 33 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,7 \text{ cm}$$

$e_s > e_0 \rightarrow$ Le centre de pression se trouve dans la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression. Donc La section est partiellement comprimée.

➤ **Évaluation des moments aux niveaux des armatures tendus :**

$$M_{sa} = M_s + N_s \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 60 + 181,25 \times \left(0,05 - \frac{0,1}{2} \right) = 60 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul du moment limite du service M_l :**

- $X = 15 \times \overline{\sigma}_{bc} \times \frac{d}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = 0,026$
- $Z = d - \frac{X}{3} = 0,05 - 0,0087 = 0,0413 \text{ m}$
- $M_l = 0.5 \times b \times X \times Z \times \overline{\sigma}_{bc} \times 10^3 = 805,35 \text{ daN.m}$
- $M_{sa} < M_l$ condition vérifiée

- $A_{st} = \frac{M_{sa}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{60}{0,067 \times 201,6} = 4,4 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,44 \text{ cm}^2$
- $A_{ser} = A_{st} - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0,44 - \frac{181,25}{201,6} = 0,44 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

La condition de non fragilité doit être vérifiée par la formule ci-dessous:

$$A_s \geq A_{s \min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e}$$

On trouve : $A_{s \min} = \frac{0,23 \times 0,05 \times 1 \times 2,1}{400} = 0,603 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_s < A_{s \min}$ (Condition non vérifiée), on adopte donc une section :

$$A_s = \max [A_{s \min}; A_{ser}; A_u] \Rightarrow A_s = \max [0,603; 0,565; 0,44]$$

$$\text{Donc } A_s = 0,603 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adoptons le ferrailage 4T8/ml dont $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25 cm.

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons 4T8 avec $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.

➤ **L'espacement maximal**

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs 3h et 33cm :

$$S_t \leq \min (3h ; 33\text{cm}) \Leftrightarrow S_t \leq \min (3 \times 10 ; 33\text{cm})$$

$$\Rightarrow S_t = 25\text{cm} \leq 30\text{cm} \text{ (condition vérifiée)}$$

L'espacement dans le cas des charges réparties seulement et pour la direction perpendiculaire à la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser les valeurs 4h et 45 cm :

$$S_t \leq \min (4h ; 45\text{cm}) \Leftrightarrow S_t \leq \min (4 \times 15 ; 45\text{cm})$$

$$\Rightarrow S_t = 25\text{cm} \leq 45\text{cm} \text{ (condition vérifiée).}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}$,

τ_u : Contrainte de cisaillement du béton

$\bar{\tau}$: Contrainte admissible du cisaillement du béton pour des sections entièrement comprimées.

$$\bar{\tau} = \min \left[\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} \right); 4 \text{ Mpa} \right] = \left[\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} \right); 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1500}{1000 \times 50} = 0,03 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,03 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

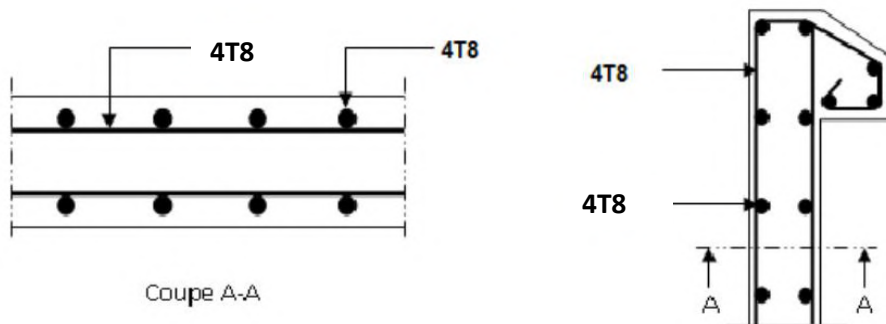


Figure V.7 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

VI.1 Introduction

Il n'existe aucune construction totalement à l'abri des conséquences d'un séisme. Cependant, toute construction peut être rendue résistante à une certaine intensité de séisme (magnitude). C'est pourquoi on parle plutôt de construction parasismique que de construction antisismique. Une construction est dite parasismique lorsqu'elle est étudiée, implantée et conçue afin de résister à un niveau d'agression sismique défini réglementairement pour sa zone de sismicité.

À ce niveau de sismicité défini, si la construction peut subir des dommages irréparables, elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants. Toutefois, lors d'un séisme d'un niveau d'agression sismique inférieur à celui défini, une construction parasismique résistera mieux et subira moins de dégâts qu'une construction n'ayant pas été étudiée, implantée et conçue comme parasismique.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle "RPA99 version 2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf la zone 0.

Le territoire Algérien et en particulier la wilaya d'Oran dans la ville de Zahana (zone d'implantation de notre ouvrage) est soumis à une activité sismique moyenne, de ce fait, il est nécessaire de concevoir et d'étudier les ouvrages afin de garantir un bon comportement vis-à-vis à ce phénomène, et cela, à travers la détermination des sollicitations sismiques appliquées sur notre structure et le dimensionnement des éléments conformément au règlement en vigueur, pour notre cas les règles parasismiques Algériennes "RPA 99 /version 2003".

VI.2 Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente : le principe de cette méthode est comme suit : les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode peut être appliquée pour les ouvrages ou blocs réguliers en plan et en élévation et satisfaisant les conditions citées dans l'article 4.1.2 du RPA99/Version 2003.
- La méthode d'analyse modale spectrale : par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- La méthode d'analyse dynamique par accélogramme : cette méthode est réservée exclusivement aux cas exceptionnels en particulier les cas où des effets de non-linéarité doivent être pris en considération.

VI.3 Contreventement et stabilité

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts horizontaux notamment du vent et des séismes et assurer la stabilité de l'ouvrage.

Dans les bâtiments en charpente métalliques les palées triangulées sont le plus souvent utilisés, Il existe plusieurs configurations pour ces systèmes de contreventement, parmi eux :

- Les contreventements en X : dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.

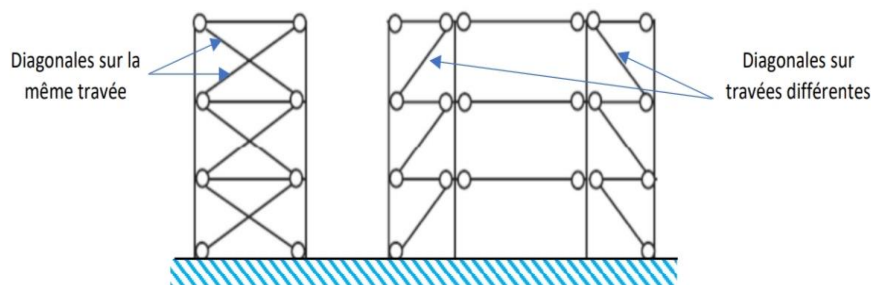


Figure VI.1 : Palées triangulées en X

- Les contreventements en V : le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. La résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendues et des barres comprimées.

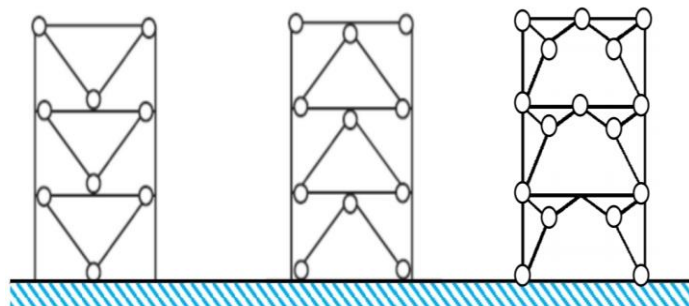


Figure VI.2 : Palées triangulées en V

- Les contreventements en K : dans les contreventements en K, une des jonctions des diagonales se situe au milieu du poteau, un effort tranchant supplémentaire défavorable apparaît alors dans les poteaux (équilibre des nœuds sans traverse) qui peut conduire à une plastification défavorable dans les poteaux.

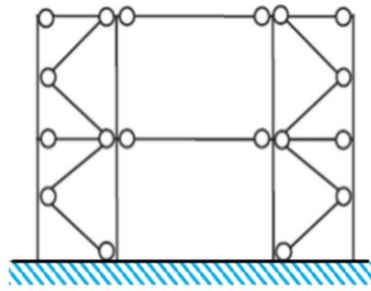


Figure VI.3 : Palées triangulées en K

Le RPA autorise seulement les systèmes de contreventement en X et en V montrés sur les figures VI.1 et VI.2.

VI.3.1 Positionnement des palées de contreventement

La structure doit si possible comporter, pour chaque direction de contreventement, des éléments verticaux de contreventement redondants et une rigidité suffisante vis-à-vis de la torsion. Pour ce qui concerne la répartition de la raideur latérale et la distribution des masses, il convient de rechercher une symétrie en plan par rapport à deux directions orthogonales, les éléments verticaux appartenant au système principal de contreventement sont continus en élévation de façon à assurer un transfert régulier des efforts jusqu'aux fondations.

Plusieurs dispositions des contreventements sont possibles, pour juger si une disposition est convenable, il faut vérifier certains critères :

- La structure doit avoir une rigidité suffisante lui permettant de reprendre les efforts horizontaux, on peut vérifier ce critère à travers les conditions du RPA concernant la période fondamentale
- Avoir une excentricité minimale entre le centre de gravité et le centre de rigidité de la structure dans le but de minimiser les effets de torsion.
- Vérifier les conditions de l'effort tranchant selon les exigences du RPA.
- Limiter les déplacements notamment les déplacements inter étages, suivant les recommandations du RPA.

Dans notre cas on va adopter ce qui suit : le séisme transversal est repris par les contreventements verticaux d'axe 1 file (C, D) et du pignon d'axe 6 file (A, B) ; et que le séisme longitudinal est repris uniquement par les palais de stabilité placés entre les axes (2,3) et (4,5) comme nous montre la figure VI.4.

Ce choix est le même qui a été adopté par le mémoire fait par les étudiants de l'université d'Oran en 2011

V_x : direction du séisme transversal

V_y : direction du séisme longitudinal

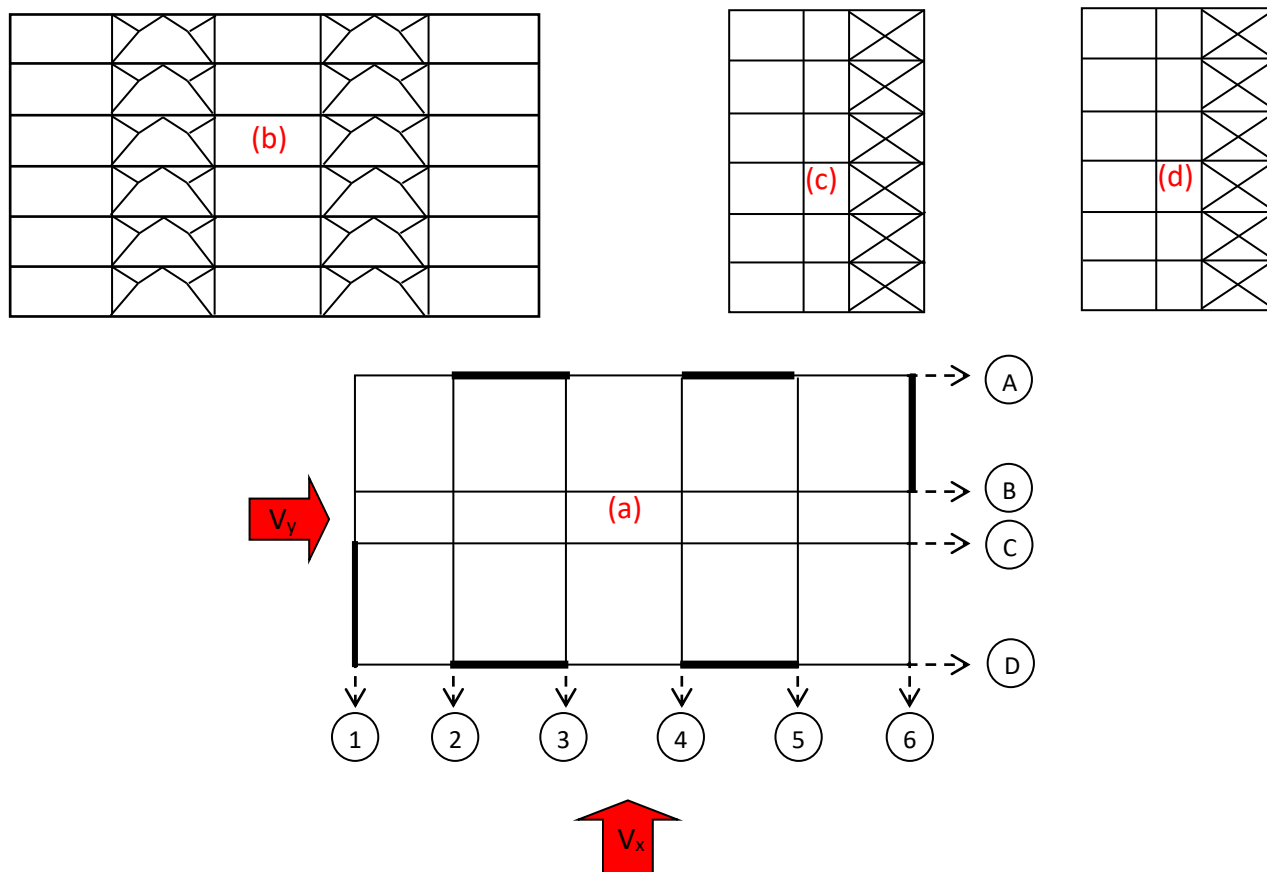


Figure VI.4 : Vue en plan (a) et en élévation (b), pignon d'axe 1 (c) et pignon d'axe 6 (d) sur l'implantation des palées de contreventement de la structure.

Remarque : Vu qu'il existe des ouvertures importantes (portes et fenêtres) au niveau des palées de stabilité d'axe (4,5), ceci nous a obligé de choisir un système de contreventement de type V inversé.

VI.4. Critères de classification par le RPA99 version2003 :

VI.4.1. Classification de l'ouvrage :

Pour ce cas, et d'après la classification RPA : la commune de Zahana de la wilaya d'Oran se situe dans une zone de sismicité moyenne ZONE IIa.

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : Ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : Ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : Ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : Ouvrage de faible importance.

Cet ouvrage représente un bâtiment à usage administratif, il est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne (bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m) (§3.2 RPA99 V2003)
Le sol est de catégorie S3 (site meuble).

VI.5. Calcul de la force sismique

VI.5.1. Méthodes statiques équivalentes :

VI.5.1.1. Généralité :

Le calcul statique de la construction est justifié quand le bâtiment vérifie les conditions imposées par le RPA 99 :

- ✓ La symétrie en plan.
- ✓ La hauteur du bâtiment à la limite de la tolérance fixée par le règlement (65 m en zone I et IIa et à 30m en zones IIb et III).
- ✓ La régularité des formes planes en plan et en élévation.

Ce mode de calcul substitue aux efforts dynamiques réels les sollicitations statiques résultantes de la considération de système de force fictive

VI.5.1.2. Évaluation de la force sismique :

D'après l'article 4.2.3 de RPA 99/2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- **A** : coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/2003, fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

Zone IIa
Groupe d'usage 2 (art 3.2 de RPA99/2003)
 $A=0.15$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

- **Facteur de correction d'amortissement η :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{\xi+2}} \geq 0,7$$

Où : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages, donné par **le tableau 4.2 du RPA99/2003 art 4.2.3.**

Portique en acier avec remplissage dense donc : $\xi = 5\%$ alors

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{5+2}} = 1 \geq 0,7$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

T : période fondamentale de la structure, elle est donnée par la formule suivante :

$$\checkmark \quad T = C_t \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad (\text{eq 4.6 ; § 4.2.4; RPA99/2003})$$

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 22,2 \text{ m}$$

- C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type remplissage et donné par **le tableau 4.6 (RPA99/2003).**

Dans notre cas, le contreventement assuré par des palées triangulées et des murs en maçonnerie. $C_t = 0,05$

A partir de tous ces données,

$$T = 0,05 \times 22,2^{\frac{3}{4}} = 0,51 \text{ s}$$

$$\checkmark \quad T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_{xy}}} \quad \text{Donnée par le cas 4.7 du RPA99/2003}$$

h_N : la hauteur de bâtiment = 22,2 m

D_{xy} : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.,

$D_x = 30,3 \text{ m}$ et $D_y = 14,29 \text{ m}$

$$T_x = T = 0,09 \times \frac{22,2}{\sqrt{30,3}} = 0,36 \text{ s}$$

$$T_y = T = 0,09 \times \frac{22,2}{\sqrt{14,29}} = 0,52 \text{ s}$$

La plus petite valeur entre T, T_x , T_y est donc $T_x = 0,36 \text{ s}$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7 art 4.2.3. (RPA 99/2003).

Site meuble S3

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

On a : $0 \text{ s} < T = 0.36 \text{ s} < T_2 = 0.50 \text{ s}$

Donc : $D = 2.5 \times \eta = 2,5$ avec $\eta = 1$

➤ **R** : coefficient de comportement global de la structure, donné par le **tableau 4.3 (§ 4.2.3 RPA 99/2003)**, en fonction du système de contreventement.

Structure métallique contreventée par palées triangulées en X et en V inversé.

R= 4

➤ **Q** : facteur de qualité est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments de la structure
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_Q \quad \text{eq 4-4 § 4.2.3 ; (RPA 99/2003)}$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non, sa valeur est donnée à partir du **(tableau 4.4, § 4.2.3 RPA 99/2003)**

Critère de qualité	Valeur de P_q			
	P_{qx}		P_{qy}	
	observé	Non observé	observé	Non observé
1. Condition minimales sur les files de contreventement		0,05	0	
2. Redondance en plan		0,05		0,5
3. Régularité en plan	0		0	
4. Régularité en élévation	0		0	
5. Contrôle de la qualité des matériaux		0,05		0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		0,10		0,10
Somme de P_q		0,20		0,20
$Q = 1 + \sum_1^6 P_Q$	$Q_x = 1,25$		$Q_y = 1,20$	

Tableau VI.1. Facteur de qualité suivant les deux sens.

➤ **Poids total de la structure W :**

- W: le poids total de la structure, calculé par sommation des poids de chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et poids propres des éléments ;

- W_{Qi} : poids du aux charges d'exploitation ;

- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par **le tableau 4.5 RPA99 V 2003**, on prend $\beta = 0.2$ (bâtiment à usage administratif).

Poids du plancher terrasse :

- Poids plancher $491 \times (30 \times 14) = 206220$ kg
- Poids poutre principale IPE400..... $(14 \times 66,3 \times 6) = 5569,2$ kg
- Poids poutre secondaire intermédiaire IPE240..... $6 \times 30,7 \times 10 = 1842$ kg
- Poids poutre secondaire de rive IPE270..... $6 \times 36,1 \times 10 = 2166$ kg
- Poids solive IPE 220 $45 \times 26,2 \times 6 = 7074$ kg
- Poids de l'acrotère..... $0,0725 \times 2500 \times 89,18 = 16164$ kg
- 20% de surcharge..... $0,2 \times 100 \times (30 \times 14) = 8400$ kg

$$W_{\text{terrasse}} = \sum W_i = 247435,2 \text{ kg}$$

Poids du plancher de l'étage courant :

- Poids plancher $385 \times (30 \times 14) - 14,16 (\text{cage escalier}) = 156248,4$ kg
- Poids Poteau HEA 300..... $88,3 \times 3,6 \times 24 = 7629,12$ kg
- Poids poutre principale IPE400..... $(14 \times 66,3 \times 6) = 5569,2$ kg
- Poids poutre secondaire intermédiaire IPE240..... $6 \times 30,7 \times 10 = 1842$ kg
- Poids poutre secondaire de rive IPE270..... $6 \times 36,1 \times 10 = 2166$ kg
- Poids solive IPE 220 $45 \times 26,2 \times 6 = 7074$ kg
- Poids du mur (e = 0,3 m, $\gamma = 1400 \text{ kg/m}^3$) $0,3 \times 900 \times 3,6 \times 89,18 = 134840,16$ kg
- 20% de surcharge..... $0,2 \times 250 \times (30 \times 14) = 21000$ kg

$$W_{\text{étage}} = \sum W_i = 336368,48 \text{ kg}$$

Finalement nous aurons $W = W_{\text{terrasse}} + 5W_{\text{étage}}$

$$W = 247435,2 + 5 \times 336368,48$$

$$W = 1929277,6 \text{ kg}$$

Paramètre	Sens X	Sens Y
A	0,15	0,15
D	2,5	2,5
Q	1,25	1,2
R	4	4
W (kg ou daN)	1929277,6	1929277,6

Tableau VI.2. Résumé des valeurs

La force sismique totale :

$$V_x = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,25}{4} \times 1929277,6 = 226087,29 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,2}{4} \times 1929277,6 = 217043,73 \text{ daN}$$

VI.5.1.3 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V_k = F_t + \sum F_i \quad \text{(4-10) (§ 4.2.5 RPA99 Version 2003)}$$

$$F_t = 0.07 TV \quad \text{pour } T \geq 0,7s$$

$$F_t = 0 \quad \text{pour } T \leq 0,7s$$

Alors pour notre cas $T = 0,36$ s qui est inférieure à 0,7 s donc $F_t = 0$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuer sur la hauteur de la structure suivant la formule suivante :

$$F_i = (V - F_t) \times \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i ;

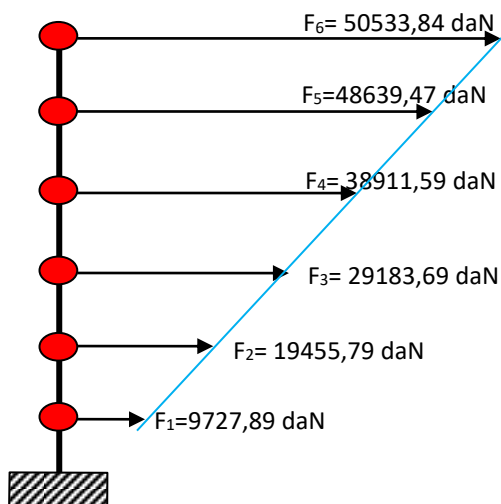
h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i ;

h_j : Niveau du plancher quelconque ;

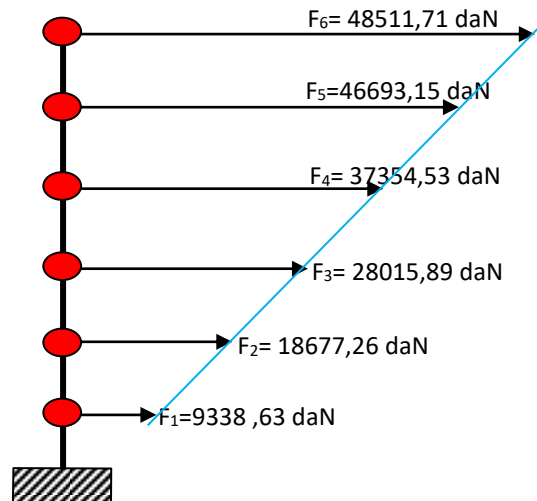
W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i et j.

Niveau	W_i (kg)	h_i (m)	$W_i \cdot h_i$	$\sum W_i \cdot h_i$	$F_{ix} \text{ (t) (daN)}$	$F_{iy} \text{ (t) (daN)}$	$V_{kx} \text{ (daN)}$	$V_{ky} \text{ (daN)}$
5	247435,2	21,6	5344600,32	20777342,42	50533,84	48511,71	50533,84	48511,71
4	336368,48	18	6054632,64	20777342,42	48639,47	46693,15	99173,31	95204,86
3	336368,48	14,4	4843706,12	20777342,42	38911,59	37354,53	138084,9	132559,39
2	336368,48	10,8	3632779,59	20777342,42	29183,69	28015,89	167268,59	160575,28
1	336368,48	7,2	2421853,06	20777342,42	19455,79	18677,26	186724,38	179252,54
RDC	336368,48	3,6	1210926,53	20777342,42	9727,89	9338,63	196452,27	188591,17

Tableau VI. 3 Les résultats de distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur pour les deux sens(x, y)

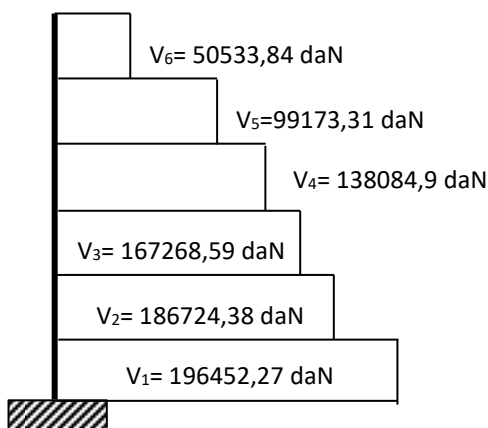


Sens x-x

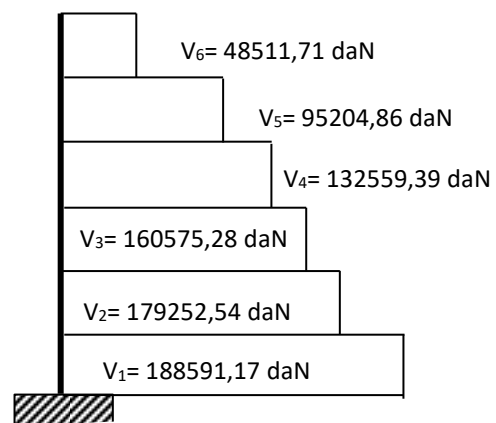


Sens y-y

Figure VI.5 Les forces sismiques F_k (daN)



Sens x-x



Sens y-y

Figure VI.6 Les efforts tranchants V_k (daN)

- Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 15,05 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,145 \text{ m}$$

- Calcul du centre de torsion :

$$X_t = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum I_{yi}} = 15,05 \text{ m}$$

$$Y_t = \frac{\sum I_{xi} \cdot Y_i}{\sum I_{xi}} = 7,145 \text{ m}$$

- **Excentricité théorique :**

Les coordonnées de l'excentricité théorique sont données par la relation suivante :

$$e_x = X_G - X_t \Rightarrow e_x = 15,05 - 15,05 = 0 \text{ m}$$

$$e_y = Y_G - Y_t \Rightarrow e_y = 7,145 - 7,145 = 0 \text{ m}$$

- **Excentricité accidentelle :**

Le RPA limite l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure.

Au final, on va prendre comme l'excentricité accidentelle, la valeur maximale entre l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle de 5% de la plus grande dimension du bâtiment.

$$e_a = 5\% L \text{ max (L : la plus grande dimension en plan)}$$

$$e_a = 0,05 \times 30,3 = 1,51 \text{ m}$$

$$e_a = \max (e_x ; e_y ; e_a) = 1,51 \text{ m}$$

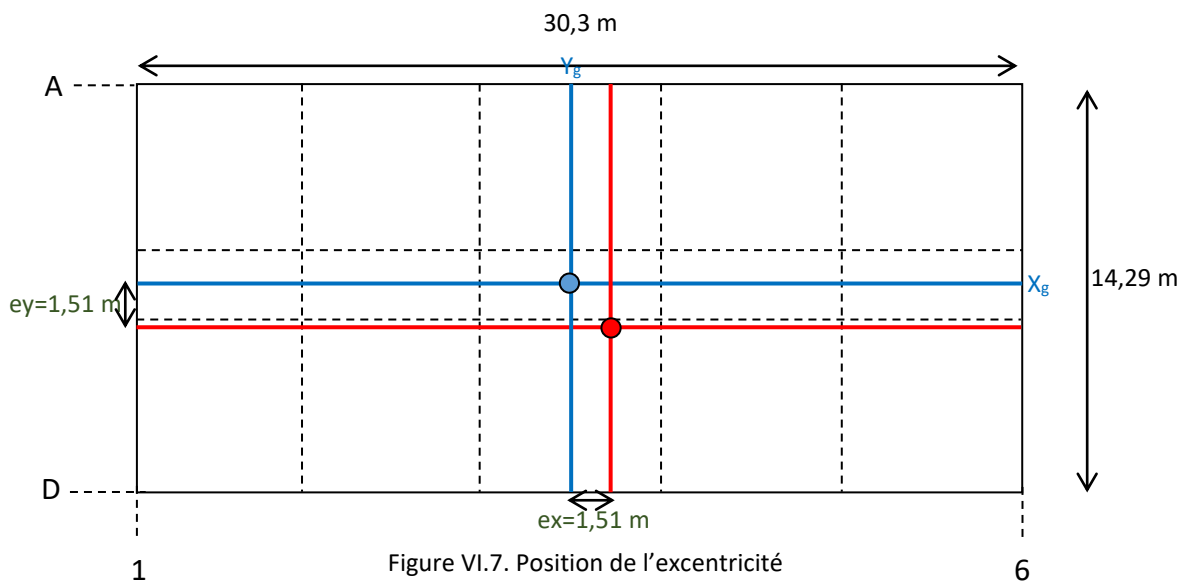


Figure VI.7. Position de l'excentricité

VI.5.2. Méthode dynamique modale spectrale :

VI.5.2.1. Domaine d'application

Il s'agit de la méthode la plus utilisée pour le calcul des structures du fait de sa simplicité, elle est bien adaptée aux moyens de calcul des ingénieurs. Elle peut être utilisée dans tous les cas et en particulier lorsque la « méthode statique équivalente » n'est pas applicable (**RPA 99/version 2003 [5] Art.4.1.2).**

VI.5.2.2. Principe

A travers cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

VI.5.2.3. Spectre de réponse de calcul

Le spectre de calcul du RPA est un spectre d'accélération (S_a/g), il est défini par 4 fonctions relatives à 4 intervalles (**Art 4.3.3, formule 4.13 du RPA99/V2003 [5]**).

Il représente la réponse dynamique maximale d'oscillateurs simples, généralement élastiques (linéaires), avec une valeur fixée de l'amortissement visqueux. Le règlement parasismique Algérien définit le spectre de calcul comme suit

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \left(1,25A \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(1,25A \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \right) & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(1,25A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & \dots\dots\dots T > 3s \end{cases}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone, pour une zone sismique III et un groupe d'usage 2, A=0.25 (Tableau 4.1 RPA99/Version 2003) ;
- ξ (%) : Pourcentage d'amortissement critique, pour des portiques en acier dense on prend $\xi = 5\%$;
- R : coefficient de comportement global de la structure, est fonction du système de contreventement de la structure pour notre cas R=4 ;
- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{\xi+2}} \geq 0,7 \quad \text{pour } \xi = 5\%, \eta = 1$$

Q : facteur de qualité de la structure, déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_Q$

Où P_Q : valeurs des pénalités données par le tableau 4.4 du RPA, on a trouve $Q_x = 1.15$ et $Q_y = 1.25$

- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site 3 (tableau 4.7 RPA)
 $T_1 = 0.15$, $T_2 = 0.5$ s.

Pour notre cas $T = 0,36$ s avec $T_1 = 0,15$ s $\leq T = 0,36$ s $\leq T_2 = 0,50$ s alors

$$\frac{S_a}{g} = 2,5 \times \eta \times 1,25A \left(\frac{Q}{R} \right)$$

$$\frac{s_a}{g}_x = 2,5 \times 1 \times 1,25(0,15) \left(\frac{1,35}{4} \right)$$

$$\frac{s_a}{g}_x = 0,16 \text{ m/s}^2$$

$$\frac{s_a}{g}_y = 2,5 \times 1 \times 1,25(0,15) \left(\frac{1,30}{4} \right)$$

$$\frac{s_a}{g}_y = 0,15 \text{ m/s}^2$$

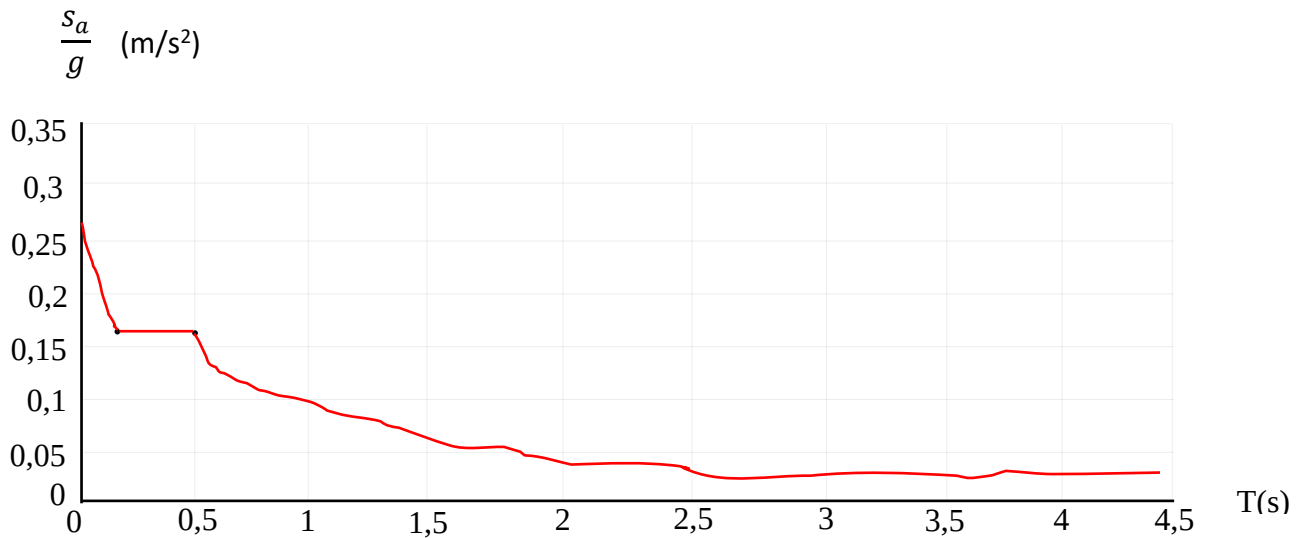


Figure VI.8 Spectre d'accélération de réponse élastique suivant X

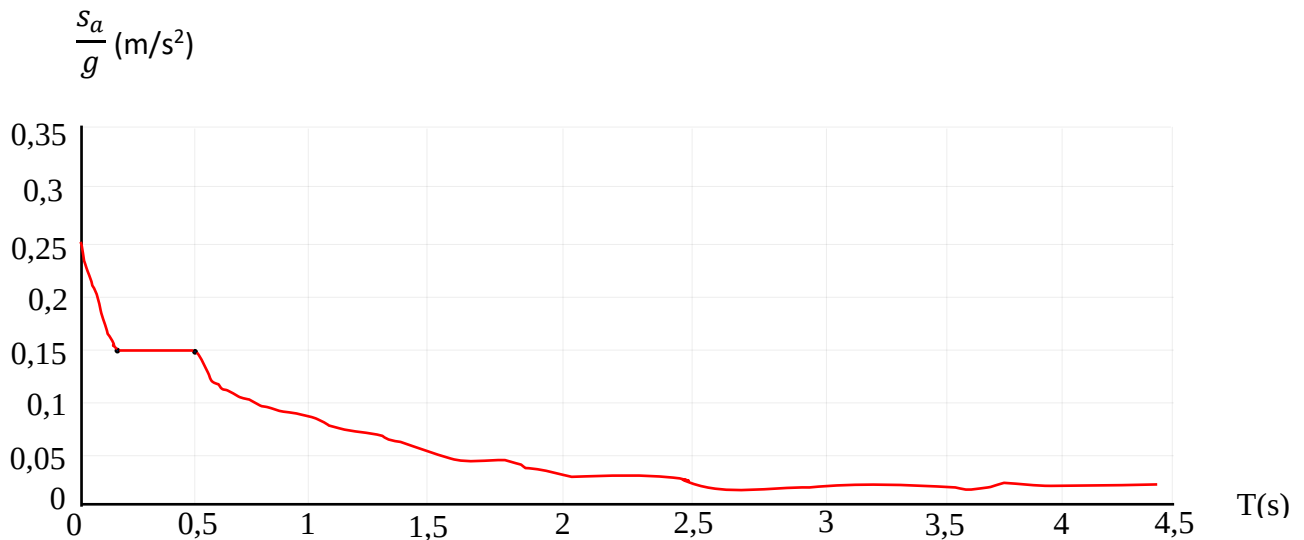


Figure VI.9 Spectre d'accélération de réponse élastique suivant Y

VI.5.2.4 Nombre de modes à considérer

Le règlement parasismique Algérien exige pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, trois modes au minimum à retenir dans chaque

direction considérée, le nombre total de modes est retenu lorsque l'un des critères suivants est satisfait :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou bien tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel Robot sont données dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
5/ 1	1,18	0,85	0,08	81,47	0,00	0,08	81,47	0,00
5/ 2	1,30	0,77	75,53	81,58	0,00	75,45	0,11	0,00
5/ 3	1,91	0,52	76,71	81,71	0,00	1,17	0,13	0,00
5/ 4	3,09	0,32	76,71	94,30	0,00	0,00	12,58	0,00
5/ 5	4,35	0,23	93,34	94,30	0,00	16,64	0,00	0,00
5/ 6	5,16	0,19	93,35	94,30	2,97	0,01	0,00	2,97
5/ 7	5,22	0,19	93,35	94,30	2,97	0,00	0,00	0,00
5/ 8	5,22	0,19	93,35	94,30	3,07	0,00	0,00	0,10
5/ 9	5,23	0,19	93,35	94,30	3,10	0,00	0,00	0,03
5/ 10	5,23	0,19	93,35	94,30	3,17	0,00	0,00	0,07
5/ 11	5,43	0,18	93,35	98,01	3,17	0,00	3,71	0,00
5/ 12	6,24	0,16	93,66	98,01	3,17	0,31	0,00	0,00
5/ 13	7,25	0,14	93,66	99,00	3,18	0,00	0,99	0,01
5/ 14	7,39	0,14	93,66	99,00	52,87	0,00	0,00	49,69
5/ 15	7,43	0,13	93,66	99,08	54,53	0,00	0,08	1,66
5/ 16	7,63	0,13	93,67	99,08	54,84	0,01	0,00	0,31
5/ 17	7,73	0,13	93,67	99,19	54,84	0,00	0,11	0,00
5/ 18	7,87	0,13	93,68	99,21	56,52	0,01	0,02	1,68

Tableau VI.4 : Résultats de l'analyse modale sous Robot

Nous constatons que le premier mode correspond à une translation selon l'axe y, car la masse mobilisée est de 81,47 % de la masse totale comparé à 0,08 % selon l'axe x, le deuxième mode correspond à une translation selon l'axe x avec un taux de participation massique de 75,53 %, et finalement Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z avec un taux de participation massique de 0 %.

La condition du RPA99(Art4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 5ème mode pour que la masse atteigne les 90%.

VI.5.2.5 Résultante des forces sismiques

La résultante des forces sismiques (effort tranchant) à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales pour deux directions de séisme considérées est obtenue par Robot pour une combinaison d'action la plus défavorable. Les résultats sont les suivants :

Effort tranchant à la base suivant l'axe x $V_{tx} = 196684$ daN

Effort tranchant à la base suivant l'axe y $V_{ty} = 195961$ daN

VI.5.2.6. Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0.80 V_{stat}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) dans le rapport $0.8 V_{stat}/V_t$.

Donc la résultante des forces sismiques d'après la méthode statique équivalente V sont :

$$V_{statx} = 226087,29 \text{ daN} \quad V_{staty} = 217043,73 \text{ daN}$$

$$0.8V_{statx} = 180869,832 \text{ daN} < V_{tx} = 196684 \text{ daN}$$

$$0.8V_{staty} = 173634,984 \text{ daN} < V_{ty} = 195961 \text{ daN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI.5.2.7. Vérification vis à vis des déformations

Selon le RPA 99/V2003 [5] Art : 5.10, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage.

Selon le RPA 99/V2003 [5] Art : 4.43, Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \text{ (calculé sous robot)}$$

- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i ;
- R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Suivant l'axe x :

Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%H (cm)	Δ_k (cm) < 1%H
RDC	0.35	1,4	1,4	3,6	C. Vérifiée
Etage 1	0,825	3,3	1,9	3,6	C. Vérifiée
Etage 2	1,375	5,5	2,2	3,6	C. Vérifiée
Etage 3	1,925	7,7	2,2	3,6	C. Vérifiée
Etage 4	2,425	9,7	2	3,6	C. Vérifiée
Etage 5	2,85	11,4	1,7	3,6	C. Vérifiée

Tableau VI.5 : Déplacements des étages sens x-x

Suivant l'axe y :

Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%H (cm)	Δ_k (cm) < 1%H
RDC	0,475	1,9	1,9	3,6	C. Vérifiée
Etage 1	1,05	4,2	2,3	3,6	C. Vérifiée
Etage 2	1,6	6,4	2,2	3,6	C. Vérifiée
Etage 3	2,125	8,5	2,1	3,6	C. Vérifiée
Etage 4	2,5	10	1,5	3,6	C. Vérifiée
Etage 5	2,75	11	1	3,6	C. Vérifiée

Tableau VI.6 : Déplacements des étages sens y-y

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

VI.5.3. Vérification vis-à-vis de l'effet du deuxième ordre (P-Δ)

L'effet P-Δ est un effet non-linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta). Selon le règlement parasismique Algérien, les effets du 2° ordre peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0,1$$

Où :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k ;
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau k ;
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau k-1 ;
- h_k : hauteur de l'étage k .

On obtient :

Suivant l'axe x :

Niveaux	P_k (daN)	Δ_k (cm)	V_k (daN)	h_k (cm)	θ	constat
RDC	1929277,6	1,4	196452,27	360	0,033	C. Vérifiée
Etage 1	1592909,12	1,9	186724,38	360	0,039	C. Vérifiée
Etage 2	1256540,64	2,2	167268,59	360	0,041	C. Vérifiée
Etage 3	920172,16	2,2	138084,9	360	0,036	C. Vérifiée
Etage 4	583803,68	2	99173,31	360	0,029	C. Vérifiée
Etage 5	336368,48	1,7	50533,84	360	0,023	C. Vérifiée

Tableau VI.7 : Vérification de l'effet P-Δ suivant le sens x-x

Suivant l'axe y :

Niveaux	P_k (daN)	Δ_k (cm)	V_k (daN)	h_k (cm)	θ	constat
RDC	1929277,6	1,9	188591,17	360	0,046	C. Vérifiée
Etage 1	1592909,12	2,3	179252,54	360	0,049	C. Vérifiée
Etage 2	1256540,64	2,2	160575,28	360	0,042	C. Vérifiée
Etage 3	920172,16	2,1	132559,39	360	0,036	C. Vérifiée
Etage 4	583803,68	1,5	95204,86	360	0,023	C. Vérifiée
Etage 5	336368,48	1	48511,71	360	0,014	C. Vérifiée

Tableau VI.8. : Vérification de l'effet P- Δ suivant le sens y-y

La condition $\theta < 0.1$ est satisfaite pour tous les niveaux et dans les deux directions, donc on conclut que les effets du 2° ordre peuvent être négligés.

VI.5.4 Conclusion

Grâce à cette étude appuyée par un calcul numérique, nous avons pu déterminer les sollicitations sismiques appliquées sur notre structure. Les résultats de cette étude ont conduit au changement des sections des poteaux (précédemment en HEA 240) en profilés HEA 300, afin de satisfaire les exigences de rigidités du RPA.

Chapitre VII : Dimensionnement et vérification de l'ossature

VII.1 Introduction

Le dimensionnement est l'étape qui consiste à donner les dimensions définitives et les plus appropriées aux éléments structuraux de l'ouvrage en considérant les aspects techniques, économiques et réglementaires. Dans ce chapitre, nous allons dimensionner les éléments porteurs de la structure, en se basant sur les hypothèses de calcul tirées des règlements et documents techniques algériens D.T.R-B.C-2.44 CCM97 et l'Eurocode 3 pour les éléments métalliques, la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, sous les combinaisons les plus défavorables tirées du logiciel Autodesk Robot version 2017.

VII.2 Dimensionnement des poutres (solives, poutres principales et secondaires)

Les poutres doivent être dimensionnées de façon à résister au moment fléchissant et à l'effort tranchant induits par la combinaison de charge la plus défavorable.

Selon le CCM97, les éléments fléchis doivent être soumis aux vérifications de stabilité aux phénomènes de voilement et déversement, cependant il n'est pas nécessaire de vérifier la stabilité des poutres à ces deux phénomènes pour les raisons suivantes :

- Les poutres en acier où leur déplacement latéral est empêché sont dites maintenues latéralement et ne sont pas affectées par les phénomènes d'instabilité de déversement (flambement latéral de la semelle comprimée, hors du plan principal de flexion), dans notre cas les poutres sont fixées au plancher à l'aide des connecteurs, ce qui assure ce maintien et empêche le déversement des semelles supérieures des poutres.

Pour les semelles inférieures, ce maintien n'existe pas et il est nécessaire d'effectuer cette vérification pour une combinaison $G+1.5W$ sous un vent de dépression, si la combinaison donne une charge négative qui risque de comprimer la semelle inférieure. Pour notre cas W est négligeable devant la charge G et la combinaison est de signe positif, donc la semelle inférieure n'est pas comprimée et ne risque pas de se déverser.

- Les sections utilisées pour les poutres sont des profilés laminés (IPE) de classe 1 et les dimensions de l'âme et des semelles ne sont pas sensibles au voilement.

VII.2.1. Vérification de la poutre principale IPE 400 :

Pour les poutres principales de la terrasse, on a tiré des profilés en IPE 400.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1.35 G+1.5 Q pour V_{sd} et G+Q+1,2 E_y pour M_{sd} avec :

$$M_{sd} = -16021,93 \text{ daN.m} \quad V_{sd} = 14838,35 \text{ daN} \quad N_{sd} = 0 \text{ daN}$$

VII.2.1.1. Vérification à la résistance :

a. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl}$,

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 4273,1 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{4273,1 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 52947,6 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} = 14838,35 \text{ daN} \leq 0,5(52947,6) \text{ daN}$$

$$14838,35 \text{ daN} \leq 26473,8 \text{ daN} \quad \text{donc } V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \quad \textbf{condition vérifiée}$$

b. Vérification au moment résistant :

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1307 \times 235}{1,1} = 27922,2 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 27922,2 \text{ daN.m} \geq M_{sd} = 14838,35 \text{ daN.m} \quad \textbf{condition vérifiée}$$

VII.2.2 Vérification des poutres secondaires :

VII.2.2.1 Vérification de la poutre secondaire de rive IPE 270

La longueur de la poutre $L = 6 \text{ m}$ Les efforts sont tirés à partir du logiciel Robot:

Sous la combinaison : 1,35G+1,5Q

$$M_{sd} = -5613,39 \text{ daN.m} \quad V_{sd} = 5089,42 \text{ daN}$$

La section IPE 270 est de classe 01 en flexion simple

VI.2.2.1.1 Vérification à la résistance

a. Vérification au cisaillement :

Il faut vérifiée que $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = 5089,42 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 2219,32 \text{ mm}^2$$
$$V_{pl,rd} = \frac{2219,32 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 274993 \text{ N} = 27499,3 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} = 5089,42 \text{ daN} \leq 0,5(27499,3) \text{ daN}$$

$$5089,42 \text{ daN} \leq 13749,65 \text{ daN} \quad \text{donc } V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

b. Vérification au moment résistant :

$$M_{sd} = -5613,39 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{484 \times 235}{1,1} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 10340 \text{ daN.m} \geq M_{sd} = -5613,39 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.2.2.2 Vérification de la poutre secondaire intermédiaire IPE 240

La longueur de la poutre $L = 6 \text{ m}$ Les efforts sont tirés à partir du logiciel Robot:
Sous la combinaison : $1,35G + 1,5Q$

$$M_{sd} = -4462,85 \text{ daN.m} \quad V_{sdz} = 4274,09 \text{ daN}$$

La section IPE 240 est de classe 01 en flexion simple

VI.2.2.2.1 Vérification à la résistance

a. Vérification au cisaillement :

Il faut vérifiée que $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sdz} = 4274,09 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1914 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 236731,5 \text{ N} = 23673,15 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} = 4274,09 \text{ daN} \leq 0,5(23673,15) \text{ daN}$$

$$4274,09 \text{ daN} \leq 11836,6 \text{ daN} \text{ donc } V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \text{ condition vérifiée}$$

b. Vérification au moment résistant :

$$M_{sd} = -4462,85 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{484 \times 235}{1,1} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 10340 \text{ daN.m} \geq M_{sd} = -5613,39 \text{ daN.m} \text{ condition vérifiée}$$

VII.2.3 Vérification de la solive IPE 220

La longueur de la poutre $L = 6 \text{ m}$ Les efforts sont tirés à partir du logiciel Robot:
Sous la combinaison : $1,35G + 1,5Q$

$$M_{sd} = 4564,6 \text{ daN.m} \quad V_{sdz} = 2928,84 \text{ daN}$$

La section IPE 220 est de classe 01 en flexion simple

VI.2.3.1. Vérification à la résistance

a. Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sdz} = 2928,84 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1588 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 196410,5 \text{ N} = 19641,05 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} = 2928,84 \text{ daN} \leq 0,5(19641,05) \text{ daN}$$

$$2928,84 \text{ daN} \leq 9820,5 \text{ daN} \text{ donc } V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd} \text{ condition vérifiée}$$

b. Vérification au moment résistant :

$$M_{sd}=4564,6 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{285,4 \times 235}{1,1} = 6097,1 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 6097,1 \text{ daN.m} \geq M_{sd} = 4564,6 \text{ daN.m} \text{ condition vérifiée}$$

On conclut que toutes ces poutres ont satisfait toutes les exigences de résistance prescrites par le CCM97, par conséquent, on retient tous ces profilés comme section définitive pour les poutres secondaires, solives et principales.

VII.3. Dimensionnement des poteaux HEA300 :

En introduisant les composantes sismiques, les poteaux seront soumis à des efforts combinés (flexion et compression), on doit donc vérifier la stabilité de ces derniers vis-à-vis de ces efforts qui seront dimensionnés à la flexion composée.

D'après le Logiciel Autodesk Robot La combinaison la plus défavorable et donnant les efforts maximaux pour les poteaux est la combinaison sismique : G+Q+1,2E_x et 0,8G- E_y pour V_{Sdy}

Pour le Poteau le plus sollicité est le **HEA 300** de la barre 1 du RDC nous avons les valeurs de charges les plus importantes comme suit :

$$N_{sd} = 185503,98 \text{ daN}$$

$$M_{sdy} = 4968,38 \text{ daN.m}$$

$$M_{sdz} = 2089,39 \text{ daN.m}$$

$$V_{sdz} = 2447,27 \text{ daN}$$

$$V_{sdy} = 986,96 \text{ daN}$$

VII.3.1 Vérification à la résistance :

a. Vérification au cisaillement :

La valeur de calcul de l'effort tranchant V_{sd} dans chaque section transversale doit satisfaire la condition :

$$V_{sd} \leq V_{pl}$$

$$\text{➤ } V_{pl,rdy} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad A_{vy} = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 9070 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rdy} = \frac{9070 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 112182 \text{ daN}$$

$$V_{sdy} \leq 0,5 V_{pl,rdy} = 986,96 \text{ daN} \leq 0,5(112182) \text{ daN}$$

$$986,96 \text{ daN} \leq 56091 \text{ daN} \quad \text{donc } V_{sdy} \leq 0,5 V_{pl,rdy} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{➤ } V_{pl,rdz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad A_{vz} = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 3728 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rdz} = \frac{3728 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 46109 \text{ daN}$$

$$V_{sdz} \leq 0,5 V_{pl,rdz} = 2447,27 \text{ daN} \leq 0,5(46109) \text{ daN}$$

$$2447,27 \text{ daN} \leq 23054,5 \text{ daN} \quad \text{donc } V_{sdz} \leq 0,5 V_{pl,rdz} \quad \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

b. Vérification au moment résistant :

$$\text{➤ } M_{pl,rdy} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1383 \times 235}{1,1} = 29546 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rdy} = 29546 \text{ daN.m} \geq M_{sdy} = 4968,38 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{➤ } M_{pl,rdz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{641,2 \times 235}{1,1} = 13698,4 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rdz} = 13698,4 \text{ daN.m} \geq M_{sdz} = 2089,39 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.3.2. Vérification à la stabilité :

VII.3.2.1 Vérification de la résistance à la flexion composée :

Les éléments comprimés et fléchis en même temps doivent faire l'objet d'une vérification de la flexion composée, d'abord, il est nécessaire de vérifier si l'élément court un risque de déversement, c'est-à-dire dans le cas où l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ est supérieur à 0.4, Avec :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_L} \sqrt{\beta_W} \leq 0,4$$

➤ Classe du profilé HEA 300 :

➤ Classe de l'âme en flexion composée :

Dans ce cas $\alpha = 0.23 < 0.5$

(Tableau 53.1 CCM97)

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \varepsilon = 1$$

$$\frac{208}{8.5} = 24,5 \leq 72 \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{300/2}{14} = 10 \leq 10 \varepsilon \quad \text{La semelle de classe 1}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

- $\beta_w = 1$, la section du profilé HEA300 est de classe 1 ;

- $f_y = 235 \text{ MPa}$;

$$\lambda_L = 93,9\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \Rightarrow \lambda_L = 93,9$$

Puisque les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et K_w sont pris égale à 0.5 et donc la formule de λ_{Lt} est de forme :

$$\lambda_{Lt} = \frac{K.L. \sqrt{\frac{W_{ply}^2}{I_w I_z}}}{\sqrt{C_1 \times \left(\frac{K}{K_w}\right)^2 + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}}}$$

Les paramètres de l'expression de l'élancement au déversement :

- k et k_w : Facteurs de longueur effective, $k = 0.5$ (lors d'un blocage de la rotation latérale),

- $k_w = 0.5$ (encastrement vis-à-vis du gauchissement aux deux extrémités de la barre) ;

- C_1 : Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement :

- I_t est le module d'inertie de torsion, $I_t = 85,17 \text{ cm}^4$;

- I_w est le module du gauchissement, $I_w = 1200 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$;

- I_z moment d'inertie de la section suivant l'axe z , $I_z = 6310 \text{ cm}^4$.

- E : module d'élasticité longitudinale de l'acier $E = 210000 \text{ Mpa}$

- G : module d'élasticité transversal de l'acier $G = \frac{E}{1+\nu} \approx 81000 \text{ Mpa}$

Avec $C_1 = 3.093$ selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K
ANNEXE B tableau B.1.1 DTR-BC-2-44 CM97

$$\lambda_{Lt} = \frac{0,5.3600. \sqrt{\frac{1383.10^6}{1200.10^3 74,9}}}{\sqrt{3,093 \times \left(\frac{0,5}{0,5}\right)^2 + \frac{(0,5.3600)^2 \cdot 81000 \cdot 851700}{3,14^2 \cdot 210000 \cdot 1200.10^9}}} = 35,5$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{35,5}{93,9} \sqrt{1} = 0,37 \geq 0,4$$

On conclut que le profilé ne présente pas un risque de déversement

Donc la formule de vérification de la section pour la classe 1 sera comme suite :

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{\frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{\frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1,0$$

• Calcul de χ_{min}

$$\chi_{min} = (\chi_y, \chi_z)$$

On détermine la longueur de flambement l_f à partir du rapport $\frac{l_f}{l}$ calculé par la formule suivante pour un poteau dans un mode à nœuds fixes :

$$\frac{l_f}{L} = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265 \eta_1 \eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247 \eta_1 \eta_2}$$

Pour des nœuds fixes et encastres $\eta_1 = \eta_2 = 0$, ce qui donne : $\frac{l_f}{l} = 0.5$, On obtient alors :

Suivant l'axe z-z (par rapport à Y):

$$\lambda_y = \frac{i_f}{i_y} = \frac{0,5 \times 3.6}{12,74 \cdot 10^{-2}} = 14,1 \quad \lambda_L = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_L} \times \beta_A^{0,5} = \bar{\lambda} = \frac{14,1}{93,9} = 0,15 < 0,2$$

$\Rightarrow \bar{\lambda}_y < 0.2$, donc le risque de flambement est écarté suivant l'axe z-z

Suivant l'axe y-y (par rapport à Z):

$$\lambda_z = \frac{i_f}{i_z} = \frac{0,5 \times 3.6}{7,49 \cdot 10^{-2}} = 24 \quad \lambda_L = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_L} \times \beta_A^{0,5} = \bar{\lambda} = \frac{24}{93,9} \times 1 = 0,26 > 0,2$$

$\Rightarrow \bar{\lambda}_y > 0.2$, il y a risque de flambement suivant l'axe y-y

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens z-z

On a :

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0.96 < 1,2 = \text{avec } t_f = 14 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Donc on obtient :

-Selon l'axe y-y courbe de flambement b et donc $\alpha = 0.34$

- Selon l'axe z-z courbe de flambement c et donc $\alpha = 0.49$

On calcule donc χ pour chaque direction :

Suivant l'axe y-y :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} \leq 1$$

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,34 \times (0,15 - 0,2) + 0,15^2] = 0,5$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,5 + [0,5^2 - 0,15^2]^{0,5}} = 1,02$$

Suivant l'axe z-z :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} \leq 1$$

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,49 \times (0,26 - 0,2) + 0,26^2] = 0,544$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,544 + [0,544^2 - 0,26^2]^{0,5}} = 0,98$$

$$\chi_{min} = (\chi_y = 1,02 ; \chi_z = 0,98) \Rightarrow \chi_{min} = 0,98$$

• Calcul de k_y et k_z

$$K_y = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$U_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \cdot \beta_{my} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$\beta_{my} = 1,8 - 0,7 \psi_y$$

$$\psi_y = \frac{M_{sdy.min}}{M_{sdy.max}} \text{ avec } M_{sdy.min} = -81,19 \text{ daN}$$

$$\psi_y = \frac{-81,19}{-4968,38} = 0,016 \quad \beta_{my} = 1,8 - 0,7 \times 0,016 \Rightarrow \beta_{my} = 1,789$$

$$U_y = 0,15 \times (2,1,789 - 4) + \frac{1383 - 1260}{1260} \Rightarrow U_y = 0,04$$

$$K_y = 1 - \frac{0,04 \times 185503}{0,96 \times 112,5 \times 235} = 0,029$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$U_y = \bar{\lambda}_z \times (2, \beta_{mz} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$\beta_{my} = 1,8 - 0,7 \psi_y$$

$$\psi_z = \frac{M_{sdz,min}}{M_{sdz,max}} \text{ avec } M_{sdz,min} = -7,34 \text{ daN}$$

$$\psi_z = \frac{-7,34}{2089,39} = -0,0035 \quad \beta_{mz} = 1,8 - 0,7 \times (-0,0035) \Rightarrow \beta_{mz} = 1,798$$

$$U_z = 0,26 \times (2,1,798 - 4) + \frac{641,2 - 420,6}{420,6} \Rightarrow U_z = 0,415$$

$$K_z = 1 - \frac{0,415 \times 185503}{0,98 \times 112,5 \times 235} = 0,3$$

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{185503,98}{0,98 \times \frac{112,5 \cdot 10^{-4} \times 235 \cdot 10^5}{1,1}} + \frac{0,029 \times 4968,38}{1383 \cdot 10^{-6} \times \frac{235 \cdot 10^5}{1,1}} + \frac{0,3 \times 2089,39}{641,2 \cdot 10^{-6} \times \frac{235 \cdot 10^5}{1,1}} = 0,831 \leq 1,0$$

On conclut que le profilé choisi résiste au phénomène de flexion composée

Le profilé HEA 300 vérifie tous les conditions de résistance, rigidité et stabilité, donc on adopte pour le poteau un HEA 300.

VI.4 Dimensionnement des barres de contreventement UPN200

Les barres utilisées pour les palées de contreventement sont généralement en doubles cornières (profilé composé). Pour satisfaire aux exigences du RPA 99 version 2003 en termes de rigidité, nous avons choisi lors de l'étude sismique des profilés de type double UPN 200 composé dont la résistance n'a pas été vérifiée. Dans ce qui suit, on va procéder à la vérification de ces dernières qui sont sollicitées par des efforts de traction et de compression.

D'après les résultats mentionnés sur le tableau ci-dessous donnés par Robot, la barre la plus défavorable a vérifié est la barre 672 avec $L = 2,79 \text{ m}$ et $N_{c,max} = 56520,25 \text{ daN}$.

Elle va être vérifiée au flambement car les efforts de tractions sont inférieurs aux efforts de compression.

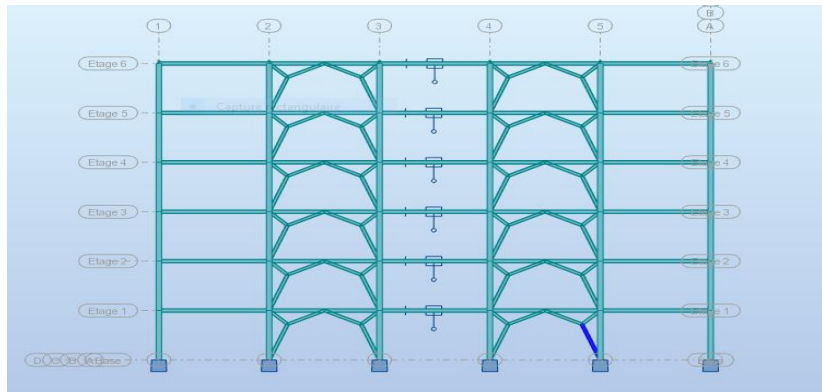


Figure VII.1 représentation de la barre de l'effort le plus défavorable à vérifier

Barres de contreventement	Efforts (daN)	
	compression	traction
667	52580,24	-35792,35
668	46175,11	-35754,14
669	32643,68	-23749,69
670	46360,15	-34923,71
671	31518,57	-23037,82
672	56520,25	-34621,35

Tableau VII.1 : les efforts des barres de contreventements de la file (3,4) de l'axe D du RDC

VII.4.1. Vérification à la compression (contreventement en V inversé)

Le cas de charge le plus défavorable pour les éléments de contreventements en compression est sous la combinaison $G+Q+1,2 E_y$.

L'effort de compression pour la barre la plus sollicitée qui est la barre 672 de l'axe D file (4,5) tirée à partir du logiciel Robot :

$$N_{sd} = 56520,25 \text{ daN}$$

Pour s'assurer que les profilés proposés résistent, la condition de compression suivante doit être vérifiée :

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = N_{pl,rd}$$

Avec :

- $N_{c,rd}$: Résistance de calcul à la compression de la section transversale

$$N_{c,rd} = N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{S'il n'y a aucun risque de flambement}$$

$$N_{c,rd} = N_{pl,rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{S'il y a risque de flambement}$$

VII.4.2. Vérification vis-à-vis du flambement

Pour le calcul, on donne les paramètres suivants pour un profilé double UPN 220 :

- $\beta_A = 1$ (Pour les sections de classe 1, 2 et 3)

- $\varepsilon = 1$ (Pour une nuance d'acier S235)

- $\lambda_l = 93,9$

- $I_y = 7200 \text{ cm}^4$ (inertie de la section mixte suivant l'axe y)

- $I_z = 916.12 \text{ cm}^4$ (inertie de la section mixte suivant l'axe z)

- $i_y = 7,7 \text{ cm}$

- $i_z = 2,14 \text{ cm}$

- e = épaisseur de la plaque entre cornière

Suivant l'axe y-y :

$$\lambda_y = \frac{i_f}{i_y} = \frac{2,79}{2 \times 7,7 \cdot 10^{-2}} = 18,1 \quad l_y = 2i_y \quad \lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \beta_A^{0,5} = \bar{\lambda} = \frac{18,1}{93,9} = 0,19 < 0,2$$

$\Rightarrow \bar{\lambda}_y < 0,2$ donc le risque de flambement est écarté suivant l'axe y-y

Suivant l'axe z-z :

$$i_z = 2 \cdot \left[i_z + A \times \left(t_w + \frac{e}{2} \right)^2 \right] \quad \text{Théorème de Huygens}$$

$$i_z = 2 \cdot \left[2,14 \cdot 10^{-2} + 32,2 \cdot 10^{-4} \times \left(8,5 \cdot 10^{-3} + \frac{10}{2} \right)^2 \right] = 0,205$$

$$\lambda_z = \frac{i_f}{i_z} = \frac{2,79}{0,205} = 13,6 \quad \lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times (\beta_A)^{0,5} = \bar{\lambda} = \frac{13,6}{93,9} = 0,15 < 0,2$$

$\Rightarrow \bar{\lambda}_y < 0,2$ donc le risque de flambement est écarté suivant l'axe z-z

Alors $\chi=1$

$$N_{b,rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$
$$N_{pl,rd} = \frac{1 \times 1 \times 64,4 \cdot 10^{-4} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = 137581,8 \text{ daN}$$
$$\Rightarrow N_{sd} = 56520,25 \text{ daN} < N_{c,rd} = 137581,8 \text{ daN}$$

La condition de résistance à la compression est donc satisfaite

$\Rightarrow N_{sd} < N_{b,rd}$, on conclut que les profilés proposés résistent au flambement

VII.5. Conclusion

Nous avons abouti dans ce chapitre aux dimensions finales des éléments porteurs en assurant la sécurité structurale et conformément aux règlements en vigueur.

Les sections finales retenues sont :

- Pour les poteaux HEA300
- Pour les poutres principales IPE 400
- Pour les poutres secondaires intermédiaires IPE240
- Pour les poutres secondaires de rive IPE270
- Pour les solives IPE 220
- Pour les contreventements 2 UPN 200

Chapitre VIII Etude des assemblages

VIII.1 Introduction

La caractéristique essentielle des ossatures métalliques est d'être composée d'éléments élaborés en des lieux et des instants différents qui sont ensuite assemblés sur le site de construction. Les liaisons ont ainsi un double rôle, d'une part permettre la construction d'une structure et d'une autre part assurer la fiabilité et la stabilité de cette structure, donc la conception des assemblages est aussi importante que le dimensionnement des pièces de l'ossature.

Dans ce chapitre, nous allons avoir une première approche au calcul des assemblages en suivant les recommandations du règlement Algérien CCM97 et ceux de l'Eurocode 3 "ENV 1993 1-8".

VII.2 Principes généraux

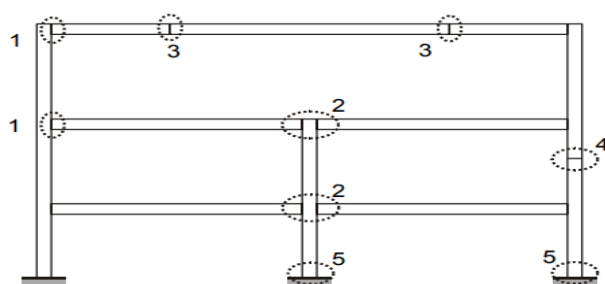
L'assemblage sert à réunir deux ou plusieurs pièces tout en assurant la bonne transmission des efforts. Le respect des règles simples et le choix de bonnes dispositions constructives donneront des résultats satisfaisants et optimaux, parmi ces principes, on cite :

- Les assemblages doivent être simples, économiques et efficaces ;
- Il est nécessaire de respecter la convergence des axes des barres ;
- Il est nécessaire de respecter pour la réalisation de l'ensemble les hypothèses de calcul (articulation, appui simple, encastrement) ;
- Assurer l'étanchéité de l'assemblage lorsqu'une possibilité de rétention d'eau est probable.

Les moyens d'assemblage les plus utilisés en construction métallique sont soit les assemblages boulonnés ou soudés, le choix du moyen d'assemblage dépend des éléments assemblés et les sollicitations destinées à être appliqués sur ces éléments.

On distingue les types d'assemblages en fonction des éléments assemblés :

- Assemblages poutre-poteau ;
- Assemblages poutre-poutre ;
- Assemblages de rabouillage (de continuité) dans le cas où les longueurs des poutres et des poteaux dépassent les 12 m ;
- Assemblages de pied de poteau.



Légende

- 1 configuration unilatérale d'assemblage poutre-poteau
- 2 configurations bilatérales d'assemblage poutre-poteau
- 3 assemblages de continuité de poutre
- 4 assemblages de continuité de poteau
- 5 pieds de poteau

Figure VII.1 : Types d'assemblages en fonction des éléments assemblés

Dans notre cas on va étudier les assemblages dans les cas suivants :

- Poutres principales avec poteaux
- Poutres secondaires avec poteaux
- Solives avec poutres principales
- Pieds de poteaux (base de poteaux)

Aussi dans notre projet il n'existe pas d'assemblages par raboutage car les longueurs des éléments structuraux sont toutes supérieures à 12 m

VIII.3. Vérification des assemblages :

VIII.3.1. Assemblage solive - poutre principale (IPE 220-IPE 400)

Ce type d'assemblage constitue généralement une liaison articulée entre la poutre et la solive de plancher. Les solives sont fixées sur la poutre par des cornières boulonnées (les âmes sont reliées, les semelles sont libres). Il y a un jeu entre les solives et la poutre, pour assurer la continuité de la solive de plancher, on réalise un grugeage (Le grugeage est une opération de découpage basée sur le même principe que le poinçonnage et est appliqué pour créer des entailles de formes diverses sur des profilés) afin d'assurer le passage de l'aile de la poutre.

L'assemblage sera réalisé à l'aide de deux (02) cornières qui relient l'extrémité de la solive IPE220 avec l'âme de la poutre principale IPE400, avec une file verticale de deux boulons ordinaires. Cet assemblage est réalisé avec des boulons ordinaires de classe 4.8

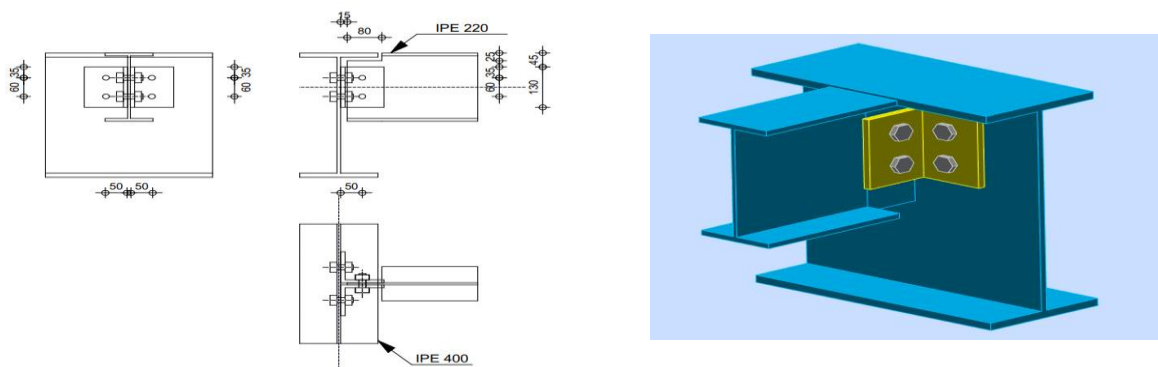


Figure VIII.2 : Schéma assemblage IPE 400 – IPE 220

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : $1.35 G + 1.5Q$

L'effort tranchant : $V_{sd} = 2928,84 \text{ daN}$

VIII.3.1.2. Disposition constructive

La cornière est de type à ailes égales L 80x80x8 ayant les caractéristiques suivantes :

- Hauteur : $h = 80 \text{ mm}$

- Largeur : $b = 80 \text{ mm}$
- Epaisseur : $t = 8 \text{ mm}$
- Résistance de calcul : $f_y = 235 \text{ MPa}$

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons $\varnothing 16$ classe 4.8, dans les deux côtes de la cornière.

$$t = \min(t_{w(\text{poutre})}; t_{w(\text{solive})}) = \min(8,6; 5,9) = 5,9 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 18 \text{ mm}$$

- $f_{yb} = 320 \text{ MPa}$ (Limite d'élasticité).
- $f_{ub} = 400 \text{ MPa}$ (Limite de la résistance ultime à la traction)

• Entraxes (p_1)

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \Rightarrow 2,2(18) \leq p_1 \leq \min(14(5,9); 200\text{mm}) \Rightarrow 39,6 \leq p_1 \leq 82,6$$

Alors on prend $p_1 = 60 \text{ mm}$.

• Entraxes (p_2)

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200 \text{ mm}) \Rightarrow 3(18) \leq p_2 \leq \min(14(5,9); 200\text{mm}) \Rightarrow 54 \leq p_2 \leq 82,6$$

Alors on prend $p_2 = 60 \text{ mm}$

• Pince longitudinale :

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150 \text{ mm}) \Rightarrow 1,2(18) \leq e_1 \leq \min(12(5,9); 150 \text{ mm}) \Rightarrow 21,6 \leq e_1 \leq 70,8$$

Alors on prend $e_1 = 35 \text{ mm}$.

• Pince transversale

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq \min(12 t; 150 \text{ mm}) \Rightarrow 1,5(18) \leq e_2 \leq \min(12(5,9); 150 \text{ mm}) \Rightarrow 27 \leq e_2 \leq 70,8$$

Alors on prend $e_2 = 50 \text{ mm}$

Le nombre de boulon $n=2$ et le nombre de plan de cisaillement $p=2$.

Les boulons sont habituellement entièrement filetés et les dimensions sont les suivant :

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$d_0 = 18 \text{ mm}$$

$$A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$$A = 201 \text{ mm}^2$$

VIII.3.1.3. Vérifications de résistance des boulons

Les boulons de cet assemblage subissent des effets combinés de traction et de cisaillement, il convient donc de vérifier leur résistance à ces effets. Les conditions à vérifier dans ce cas sont :

-Résistance à la pression diamétrale : $F_{v,rd} \leq F_{b,rd}$

-Résistance à la traction : $F_{t,sd} \leq F_{t,rd}$

-Résistance aux effets combinés (cisaillement et traction) : $\frac{F_{t,sd}}{1,4F_{t,rd}} + \frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} \leq 1$

La résistance au cisaillement d'un boulon $F_{v,rd}$ est donnée en fonction de sa classe avec la valeur ultime de l'acier, pour un plan de cisaillement on a :

-Classes de boulon 4.6, 5.6, 6.6 et 8.8 : $F_{v,rd} = \frac{0.6F_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}}$

-Classes de boulon 4.8, 5.8, 6.8, 10.9 : $F_{v,rd} = \frac{0.5F_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}}$

- Si le plan de cisaillement passe par la partie non filetée du boulon : $F_{v,rd} = \frac{0.6F_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}}$

Avec :

- $\gamma_{m2} = 1.25$: Coefficient partiel de sécurité de boulonnage ;

- A_s : Section résistante de la partie filetée du boulon (section efficace) ;

- A_v : Section nominale du boulon.

La résistance à la traction $F_{t,rd}$ est calculée avec la section efficace du boulon, pour un boulon tendu cette résistance est donnée par :

$$F_{t,rd} = \frac{0.9F_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m1}} \quad \text{avec } \gamma_{m1} = 1.5$$

La vérification de la pression diamétrale tient compte des dimensions géométriques des pièces assemblées aux voisinages du boulon :

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot F_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}} ; \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right)$$

- **Effort de cisaillement sollicitant par boulon :**

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n \cdot p} = \frac{2928,84}{2 \cdot 2} = 732,21 \text{ daN}$$

- **Effort de cisaillement résistant par boulon :**

$$F_v = \frac{0.5 \cdot F_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{0.5 \cdot 400 \cdot 157}{1,25} = 2512 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = 732,21 \text{ daN} \leq F_{v,Rd} = 2512 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **pression diamétrale des pièces assemblées :**

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right) \Rightarrow \alpha = \min \left(\frac{35}{3 \cdot 18} ; \frac{60}{3 \cdot 18} - \frac{1}{4} ; \frac{400}{360} \text{ ou } 1 \right) \Rightarrow \alpha = 0,65$$

$$F_b = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot F_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}} \Rightarrow F_b = \frac{2,5 \times 0,65 \times 360 \times 16 \times 5,9}{1,25} \Rightarrow F_b = 4417,92 \text{ daN}$$

$$F_{vsd} = 732,21 \text{ daN} \leq F_{b,rd} = 4417,92 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VIII.3.2. Assemblage poteau – poutre

Ce type d'assemblage constitue généralement une liaison d'encastrement entre un poteau et une poutre. Il est souvent utilisé dans le cas de changement de direction et/ou de sollicitations. Les sollicitations sont transmises de la poutre au poteau à l'aide de la platine soudée à l'extrémité de la poutre et attachée au poteau par des boulons.

Les configurations des assemblages poutre-poteau doivent être calculées pour résister aux sollicitations suivantes : moments fléchissant $M_{b1,Ed}$ et $M_{b2,Ed}$, efforts normaux $N_{b1,Ed}$ et $N_{b2,Ed}$, et efforts tranchants $V_{b1,Ed}$ et $V_{b2,Ed}$ appliqués aux attaches par les éléments assemblés. voir Figure VII.2.

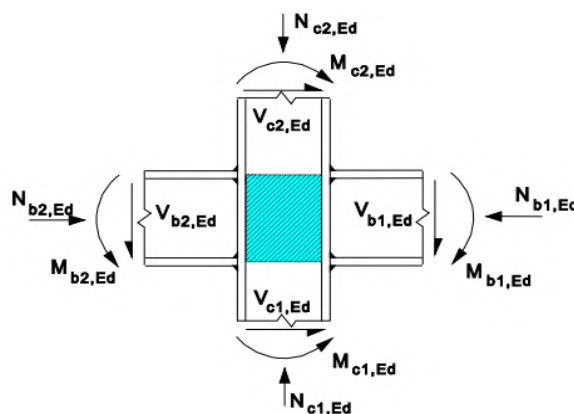


Figure VII.3 : Sollicitations agissant sur un assemblage poteau-poutre

VIII.3.2.1. Assemblage poteau - poutre principale (HEA300-IPE 400)

Cet assemblage constitue une liaison d'encastrement entre le poteau et la poutre. Une platine est soudée en bout de poutre, l'âme et les semelles sont reliées à la platine par soudage, puis boulonnées sur le poteau.

Le schéma de l'assemblage est comme suit :

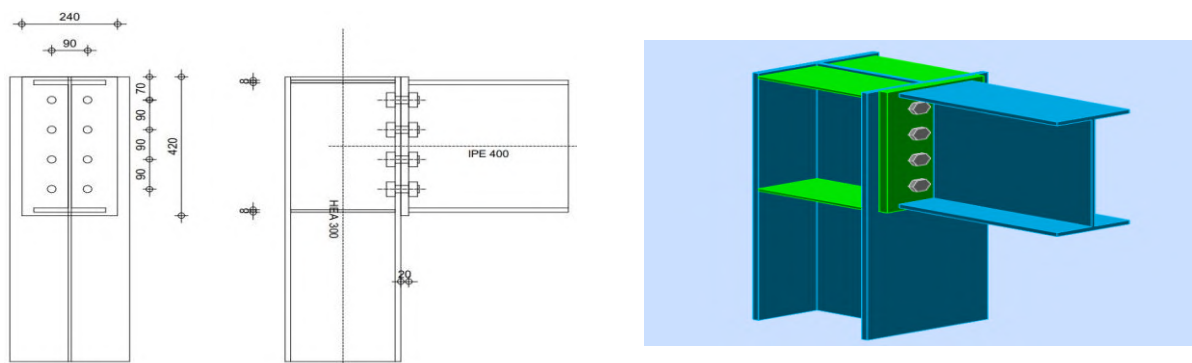


Figure VIII.4 : Schéma assemblage HEA 300 – IPE 400 (Autodesk Robot)

VIII.3.2.1.1. Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : $Q+G+1,2E_x$

$M_{sd,max} = -16021,93 \text{ daN.m}$

$V_{sd} = 14838,35 \text{ daN}$

Notre choix s'est porté sur les boulons HR 10.9. Nombre de boulons=8

VIII.3.2.1.2. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 4 boulons $\varnothing 20$ classe 10.9, dans les deux côtes de la platine

$t = \min(t_{w(poutre)}; t_{w(poteau)}) = \min(8,6; 8,5) = 8,5 \text{ mm}$

$d_0 = \varnothing + 2 = 22+2 = 24 \text{ mm}$

a) Distance entre axes des boulons :

• Entraxes (p_1)

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200\text{mm}) \Rightarrow 2,2(24) \leq p_1 \leq \min(14(8,5); 200\text{mm}) \Rightarrow 52,8 \leq p_1 \leq 119\text{mm}$

Alors on prend $p_1 = 90 \text{ mm}$.

• Entraxes (p_2)

$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200 \text{ mm}) \Rightarrow 3(24) \leq p_2 \leq \min(14(8,5); 200\text{mm}) \Rightarrow 72 \leq p_2 \leq 119\text{mm}$

Alors on prend $p_2 = 90 \text{ mm}$

b) Pince longitudinale et transversale :

• Pince longitudinale :

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq \min(12t; 150 \text{ mm}) \Rightarrow 1,2(24) \leq e_1 \leq \min(12(8,5); 150 \text{ mm}) \Rightarrow 28,8 \leq e_1 \leq 102$

Alors on prend $e_1 = 70 \text{ mm}$.

• Pince transversale

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq \min(12 t; 150 \text{ mm}) \Rightarrow 1,5(24) \leq e_2 \leq \min(12(8,5); 150 \text{ mm}) \Rightarrow 36 \leq e_2 \leq 102$

Alors on prend $e_2 = 70 \text{ mm}$

Le nombre de boulon $n=4$ et le nombre de plan de cisaillement $p=2$.

Les boulons sont habituellement entièrement filetés et les dimensions sont les suivant :

$d = 22 \text{ mm}$

$d_0 = 24 \text{ mm}$

$A_s = 303 \text{ mm}^2$

$A = 380 \text{ mm}^2$

$f_u = 900 \text{ Mpa}$

$f_{ub} = 1000 \text{ Mpa}$

c) Platine d'extrémité 420×240×20 :

Hauteur $h_p=420$ mm

Largeur $b_p = 240$ mm

Épaisseur $e_p= 14$ mm

d) dimension de la soudure (poutre-platine):

• **Cordon de soudure :**

Épaisseur de la platine : $é_p = 14$ mm $\rightarrow a_s=14$ mm

Épaisseur de l'âme IPE 400 : $t_w=8,6$ mm $\rightarrow a_w= 0,7 \times 8,6 = 6,02$ mm

Épaisseur de semelle IPE 400 : $t_f=13,5$ mm $\rightarrow a_f=0,7 \times 13,5 = 9,45$ mm

On prend une valeur commune: $a = 12$ mm

• **Vérification de la soudure de la semelle a la traction :**

$$N_{sd} \leq F_{wd}$$

$$N_{sd} = \frac{16021,93}{0,4} = 40054,8 \text{ daN}$$

$$F_{wrd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} = \frac{12 \times 1280,8 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 395218,3 \text{ daN}$$

La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\beta_w = 0.8$ et $\gamma_{mw} = 1.25$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 1280,8$ mm

• **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} = \frac{12 \times 1280 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 307200 \text{ daN}$$

$$V_{sd}=14838,35 \text{ daN} \leq F_{v,rd}=307200 \text{ daN} \quad \text{condition vérifié}$$

VIII.3.3. Vérification de l'assemblage:

a) Effort de cisaillement par boulon :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{14838,35}{8} = 1854,8 \text{ daN}$$

b) Effort de cisaillement résistant par boulon :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot F_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 303}{1,25} = 12120 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = 1854,8 \text{ daN} \leq F_{v,Rd} = 12120 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

c) pression diamétrale des pièces assemblées :

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right) \Rightarrow \alpha = \min \left(\frac{70}{3 \cdot 24}; \frac{90}{3 \cdot 24} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{900} \text{ ou } 1 \right) \Rightarrow \alpha = 0,97$$

$$t = \min (t_{w(\text{poutre})}; t_{w(\text{poteau})}; t_{w(\text{platine})}) = \min (8,6; 8,5; 14) = 8,5 \text{ mm}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot F_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}} \Rightarrow F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,97 \times 360 \times 22 \times 8,5}{1,25} \Rightarrow F_{b,Rd} = 13060,08 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1854,8 \text{ daN} \leq F_{b,Rd} = 13060,80 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VIII.3.2.2. Assemblage poteau - poutre secondaire de rive (HEA300-IPE 270)

Cet assemblage est réalisé à l'aide d'une cornière à ailes égales boulonnée aux âmes des deux éléments. Le schéma de cet assemblage est illustré dans la figure ci-dessous :

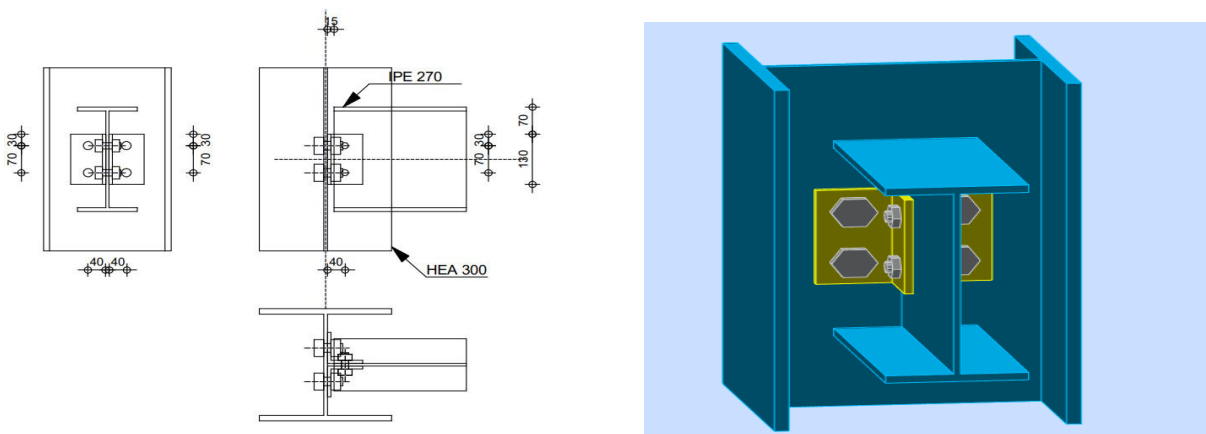


Figure VIII.5 : Schéma assemblage HEA 300 – IPE 270 (Autodesk Robot)

VIII.3.2.1.1. Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : $G+Q+1,2.E_y$

$$M_{sd,max} = -5613,39 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd,corresp} = 5089,42 \text{ daN}$$

Notre choix s'est porté sur des boulons de classe 4.8 Nombre de boulons = 4

VIII.3.2.1.2. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons $\varnothing 20$ classe 4.8, dans les deux côtes de la cornière.

$$t = \min(t_{w(poutre)} ; t_{w(poteau)}) = \min(6,6 ; 8,5) = 6,6 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

La cornière est de type à ailes égales L 80x80x8 ayant les caractéristiques suivantes :

- Hauteur : $h = 80 \text{ mm}$
- Largeur : $b = 80 \text{ mm}$
- Epaisseur : $t = 8 \text{ mm}$
- Résistance de calcul : $f_y = 235 \text{ MPa}$

a) Distance entre axes des boulons :

• Entraxes (p_1)

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200\text{mm}) \Rightarrow 2,2(22) \leq p_1 \leq \min(14(6,6) ; 200\text{mm}) \Rightarrow 48,4 \leq p_1 \leq 92,4 \text{ mm}$$

Alors on prend $p_1 = 70 \text{ mm}$.

• Entraxes (p_2)

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) \Rightarrow 3(22) \leq p_2 \leq \min(14(6,6) ; 200\text{mm}) \Rightarrow 66 \leq p_2 \leq 119\text{mm}$$

Alors on prend $p_2 = 70 \text{ mm}$

b) Pince longitudinale et transversale :

• Pince longitudinale :

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq \min(12t ; 150 \text{ mm}) \Rightarrow 1,2(22) \leq e_1 \leq \min(12(6,6) ; 150 \text{ mm}) \Rightarrow 26,4 \leq e_1 \leq 79,2$$

Alors on prend $e_1 = 30 \text{ mm}$.

• Pince transversale

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq \min(12 t ; 150 \text{ mm}) \Rightarrow 1,5(22) \leq e_2 \leq \min(12(6,6) ; 150 \text{ mm}) \Rightarrow 33 \leq e_2 \leq 79,2$$

Alors on prend $e_2 = 45 \text{ mm}$

Le nombre de boulon $n=2$ et le nombre de plan de cisaillement $p=2$.

Les boulons sont habituellement entièrement filetés et les dimensions sont les suivant :

$$d = 20 \text{ mm}$$

$$d_0 = 22 \text{ mm}$$

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

$$A = 380 \text{ mm}^2$$

$f_{yb} = 320 \text{ MPa}$ (Limite d'élasticité).

$f_{ub} = 400 \text{ MPa}$ (Limite de la résistance ultime à la traction)

VIII.3.3. Vérification de l'assemblage:

a) Effort de cisaillement par boulon :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{5089,42}{4} = 1272,355 \text{ daN}$$

b) Effort de cisaillement résistant par boulon :

$$F_{v,rd} = \frac{0.5 \cdot F_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{0.5 \cdot 400 \cdot 245}{1,25} = 3920 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = 1272 \text{ daN} \leq F_{v,Rd} = 3920 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

c) Résistance en pression diamétrale des pièces assemblées :

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right) \Rightarrow \alpha = \min \left(\frac{30}{3 \cdot 22}; \frac{70}{3 \cdot 22} - \frac{1}{4}; \frac{400}{360} \text{ ou } 1 \right) \Rightarrow \alpha = 0,68$$

$$t = \min (t_w(\text{poutre}); t_w(\text{poteau}); t_w(\text{cornière})) = \min (6,6; 8,5; 8) = 6,6 \text{ mm}$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot F_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}} \Rightarrow F_{b,rd} = \frac{2,5 \cdot 0,68 \cdot 400 \cdot 20 \cdot 6,6}{1,25} \Rightarrow F_{b,Rd} = 5808 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = 1272,355 \text{ daN} \leq F_{b,Rd} = 5808 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VIII.3.2.3. Assemblage poteau - poutre secondaire intermédiaire (HEA300-IPE 240)

Cet assemblage est réalisé à l'aide d'une cornière à ailes égales boulonnée aux âmes des deux éléments. Le schéma de cet assemblage est illustré dans la figure ci-dessous :

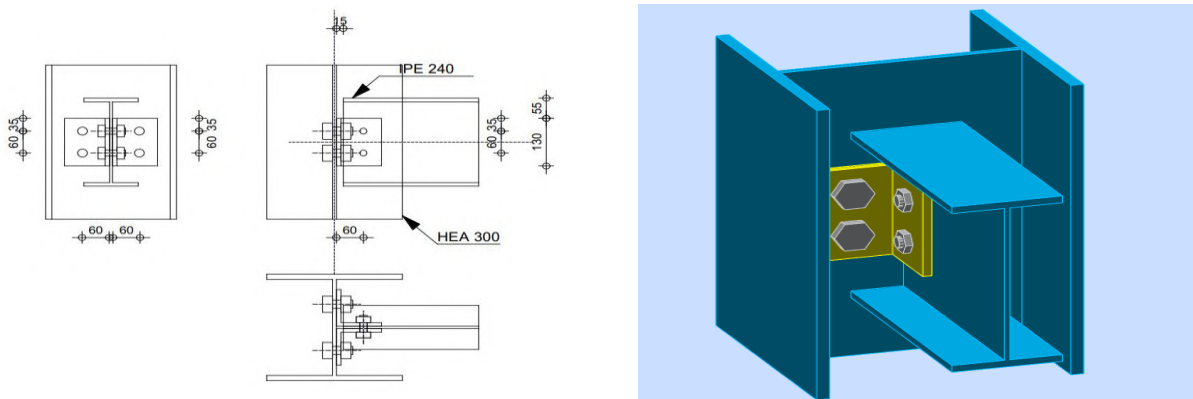


Figure VIII.6 : Schéma assemblage HEA 300 – IPE 270 (Autodesk Robot)

VIII.3.2.1.1. Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : 1,35.G+1,5.Q

$$M_{sd,max} = -4462,85 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd,corresp} = 4274,09 \text{ daN}$$

Notre choix s'est porté sur des boulons de classe 4.8 Nombre de boulons= 4

VIII.3.2.1.2. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons Ø20 classe 4.8, dans les deux côtes de la cornière.

$$t = \min(t_{w(\text{poutre})} ; t_{w(\text{poteau})}) = \min(6,2 ; 8,5) = 6,2 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

La cornière est de type à ailes égales L 80x80x8 ayant les caractéristiques suivantes :

- Hauteur : $h = 80 \text{ mm}$
- Largeur : $b = 80 \text{ mm}$
- Epaisseur : $t = 8 \text{ mm}$
- Résistance de calcul : $f_y = 235 \text{ MPa}$

a) Distance entre axes des boulons :

• Entraxes (p_1)

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200\text{mm}) \Rightarrow 2,2(22) \leq p_1 \leq \min(14(6,6) ; 200\text{mm}) \Rightarrow 48,4 \leq p_1 \leq 92,4 \text{ mm}$$

Alors on prend $p_1 = 60 \text{ mm}$.

• Entraxes (p_2)

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) \Rightarrow 3(22) \leq p_2 \leq \min(14(6,6) ; 200\text{mm}) \Rightarrow 66 \leq p_2 \leq 119\text{mm}$$

Alors on prend $p_2 = 60 \text{ mm}$

b) Pince longitudinale et transversale :

• Pince longitudinale :

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq \min(12t ; 150 \text{ mm}) \Rightarrow 1,2(22) \leq e_1 \leq \min(12(6,6) ; 150 \text{ mm}) \Rightarrow 26,4 \leq e_1 \leq 79,2$$

Alors on prend $e_1 = 35 \text{ mm}$.

• Pince transversale

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq \min(12 t ; 150 \text{ mm}) \Rightarrow 1,5(22) \leq e_2 \leq \min(12(6,6) ; 150 \text{ mm}) \Rightarrow 33 \leq e_2 \leq 79,2$$

Alors on prend $e_2 = 55 \text{ mm}$

Le nombre de boulon $n=2$ et le nombre de plan de cisaillement $p=2$.

Les boulons sont habituellement entièrement filetés et les dimensions sont les suivant :

$d = 20 \text{ mm}$

$d_0 = 22 \text{ mm}$

$A_s = 245 \text{ mm}^2$

$A = 380 \text{ mm}^2$

$f_{yb} = 320 \text{ MPa}$ (Limite d'élasticité).

$f_{ub} = 400 \text{ MPa}$ (Limite de la résistance ultime à la traction)

VIII.3.3. Vérification de l'assemblage:

a) Effort de cisaillement par boulon :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{4274,09}{4} = 1068,52 \text{ daN}$$

b) Effort de cisaillement résistant par boulon :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{0,5 \cdot 400 \cdot 245}{1,25} = 3920 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = 1068,52 \text{ daN} \leq F_{v,Rd} = 3920 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

c) Résistance en pression diamétrale des pièces assemblées :

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right) \Rightarrow \alpha = \min \left(\frac{35}{3 \cdot 22}; \frac{70}{3 \cdot 22} - \frac{1}{4}; \frac{400}{360} \text{ ou } 1 \right) \Rightarrow \alpha = 0,53$$

$$t = \min (t_{w(\text{poutre})}; t_{w(\text{poteau})}; t_{w(\text{cornière})}) = \min (6,6; 8,5; 8) = 6,2 \text{ mm}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}} \Rightarrow F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,53 \times 400 \times 20 \times 6,2}{1,25} \Rightarrow F_{b,Rd} = 5257,6 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = 1068,52 \text{ daN} \leq F_{b,Rd} = 5257,6 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VIII.3.2.4. Assemblage des éléments de contreventement en V inversé (double UPN 200)

L'assemblage des palées de contreventement est réalisé au niveau des intersections des barres pour assurer la continuité des diagonales. L'assemblage est généralement réalisé par l'intermédiaire d'une plaque de gousset central qui passe à travers la diagonale continue à laquelle on vient fixer les diagonales discontinues.

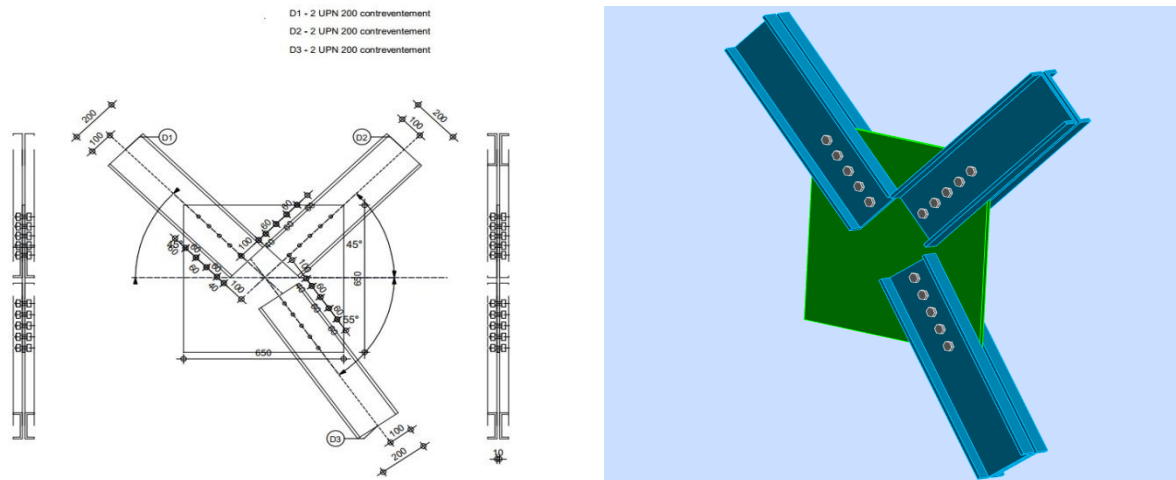


Figure VIII.7 : Schéma assemblage double UPN 200 en V (Autodesk Robot)

a) Dispositions constructives

Les caractéristiques géométriques et mécaniques du gousset sont :

- Longueur : $L = 650 \text{ mm}$
- Hauteur : $H = 650 \text{ mm}$
- Épaisseur : $t = 10 \text{ mm}$
- Résistance de calcul : $f_y = 235 \text{ MPa}$

Les boulons M16 de classe 10.9 sont utilisés pour toutes les barres.

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 3 boulons $\varnothing 16$ classe 10.9, dans les deux côtes de la cornière.

$$t = \min(t_{w(\text{UPN200})} ; t_{w(\text{gousset})}) = \min(8,5 ; 10) = 8,5 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 18 \text{ mm}$$

• Entraxes (p_1)

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200\text{mm}) \Rightarrow 2,2(18) \leq p_1 \leq \min(14(8,5) ; 200\text{mm}) \Rightarrow 39,6 \leq p_1 \leq 102$$

Alors on prend $p_1 = 60 \text{ mm}$.

• Entraxes (p_2)

$$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) \Rightarrow 3(18) \leq p_1 \leq \min(14(8,5) ; 200\text{mm}) \Rightarrow 54 \leq p_1 \leq 102$$

Alors on prend $p_2 = 60 \text{ mm}$

• Pince longitudinale :

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq \min(12t ; 150 \text{ mm}) \Rightarrow 1,2(18) \leq e_1 \leq \min(12(8,5) ; 150 \text{ mm}) \Rightarrow 21,6 \leq e_1 \leq 102$$

Alors on prend $e_1 = 40 \text{ mm}$.

• Pince transversale

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq \min(12 t ; 150 \text{ mm}) \Rightarrow 1,5(18) \leq e_2 \leq \min(12(8,5) ; 150 \text{ mm}) \Rightarrow 27 \leq e_2 \leq 102$$

Alors on prend $e_2 = 100 \text{ mm}$

Le nombre de boulon $n=5$ et le nombre de plan de cisaillement $p=2$.

Les boulons sont habituellement entièrement filetés et les dimensions sont les suivant :

$d=16\text{ mm}$

$d_0=18\text{ mm}$

$A_s=157\text{ mm}^2$

$A=201\text{ mm}^2$

b) Vérifications de résistance des boulons

Les boulons sont soumis seulement aux efforts de cisaillement. Pour les boulons raccordant la barre 272 au gousset $N_{sd}=56391,3\text{ daN}$

- **Effort de cisaillement par boulon :**

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n} = \frac{56391,3}{5} = 11278,26\text{ daN}$$

- **Effort de cisaillement résistant par boulon :**

$$F_{v,rd} = \frac{0,5 \cdot F_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 303}{1,25} = 12120\text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = 11278,2\text{ daN} \leq F_{v,rd} = 12120\text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Résistance en pression diamétrale des pièces assemblées :**

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right) \Rightarrow \alpha = \min \left(\frac{40}{3 \cdot 18}; \frac{60}{3 \cdot 18} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360} \text{ ou } 1 \right) \Rightarrow \alpha = 0,74$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot F_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m2}} \Rightarrow F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,74 \times 360 \times 16 \times 8,5}{1,25} \Rightarrow F_{b,rd} = 72460,8\text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = 11278,26\text{ daN} \leq F_{b,rd} = 72460,8\text{ daN} \quad \text{condition vérifié}$$

VIII.3.2.5. Assemblage de pied de poteau (HEA300)

Les pieds de poteaux des structures en acier constituent l'interface entre la charpente métallique et les fondations en béton. Ils ont le rôle de transmettre au massif de fondation, les efforts développés dans les poteaux.

Le pied de poteau est encastré à la semelle de fondation par l'intermédiaire d'une platine soudée en bout de poteau et des tiges d'ancrage pour empêcher le soulèvement de l'assemblage. Le schéma de cet assemblage est montré sur la figure ci-dessous :

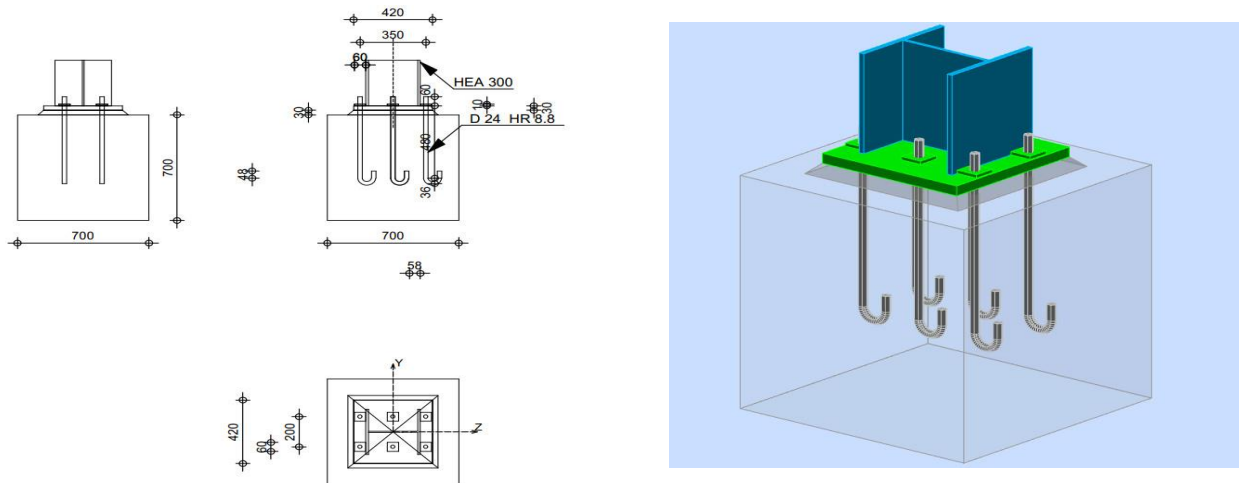


Figure VIII.8 : Schéma assemblage pied de poteau HEA 300 (Autodesk Robot)

La plaque en acier rectangulaire est soudée à la base du poteau par un cordon appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

Sollicitations maximales tirées de Robot sont

$$N_{sd} = 185503,98 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 986,96 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 4968,39 \text{ daN.m}$$

VIII.3.2.5.1. Dimensionnement de la plaque d'assise :

a) Résistance du matériau de scellement :

$$f_j = \beta_j \times \alpha \times f_{cd}$$

- β_j : Coefficient relative à la liaison pris égal à 2/3
- α : Le facteur de concentration pris égal à 1,5 **EC2-(1-1)....Figure 6.29**
- f_{ck} : Résistance de calcul du béton à la pression, pour un béton C25/30,
- f_{cd} : La résistance du béton à la compression égal à $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

$$f_{cd} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ Mpa}$$

$$f_j = 2/3 \times 1,5 \times 16,67 = 16,67 \text{ MPa}$$

b) L'effort de compression maximale à prendre en compte :

La plaque d'assise doit être dimensionnée de telle sorte à résister aux éventuels efforts de

traction et de compression.

L'effort le plus défavorable à prendre en compte dans le dimensionnement et l'effort de compression $N_{c,sd} = 185503,98 \text{ daN}$.

c) Estimation de l'aire de la plaque d'assise :

Une première estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est obtenue en retenant la plus élevée des deux valeurs suivantes

$$A'_{c0} = \max \left[\left(\frac{1}{h \times b} \right) \times \left(\frac{N_{c,sd}}{f_j} \right)^2 ; \frac{N_{c,sd}}{f_j} \right] = \max \left[\left(\frac{1}{290 \times 300} \right) \times \left(\frac{185503,8}{16,67} \right)^2 ; \frac{185503,8}{16,67} \right]$$

$$A_{c0} = \max (107500 \text{ mm}^2 ; 111279,772 \text{ mm}^2) = 111279,772 \text{ mm}^2$$

d) Choix du type de la plaque d'assise :

$A_{c0} \geq 0,95 h \times b$ Adopter une plaque d'assise à projection étendue.

$A_{c0} < 0,95 h \times b$ Adopter une plaque d'assise à projection courte.

b : largeur de la plaque d'assise

h : longueur de la plaque d'assise

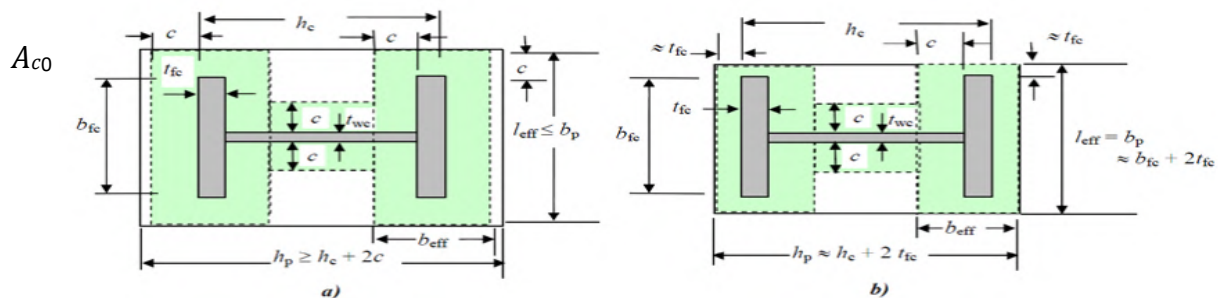


Figure VIII.9. Plaque d'assise à projection étendue (a) et à projection courte (b)

e) Détermination de la largeur d'appui additionnelle :

La valeur de la largeur d'appui additionnelle C est obtenue en satisfaisant la résistance de calcul pertinente d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré comme suit :

$$C = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Les constantes A, B et C, sont déterminées en fonction de type de la plaque d'assise
plaque d'assise à projection courte

$$\begin{aligned}
 A &= 2 \\
 B &= 2b - t_w + h \\
 C &= (b t_r + 0,5 h t_w - t_r t_w) - \frac{N_{j, sd}}{2 f_j} \\
 B &= 2.300 - 8,5 + 290 = 881,5 \\
 C &= (2 \times 300 \times 14 + 0,5 \times 290 \times 8,5 - 8,5 \times 14) - \frac{1855033,8}{2.16,67} = -45888,4 \\
 c &= \frac{881,5 - \sqrt{(881,5)^2 - 4 \times 2 \times -45888,4}}{4} = 60,3
 \end{aligned}$$

Les dimensions de la plaque d'assise a projection tendue se calculent comme suite

$$\begin{aligned}
 b_p &\geq b + 2c = 300 + 2 \times 60,3 = 420,6 \text{ mm} \\
 h_p &\geq h + 2c = 290 + 2 \times 60,3 = 410,6 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Ce qui donne

$$A_{c0} = 628 \times 578 = 172698,36 \text{ mm}^2 > A'_{c0} = 111279,772 \text{ mm}^2$$

f) Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise :

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes

$$t_p \geq t_{p, \min} = c \sqrt{\frac{3 \times f_j \times \gamma_{mo}}{f_y}} = 60,3 \times \sqrt{\frac{3 \times 16,67 \times 1,1}{235}} = 29,1 \text{ mm}$$

On adopte une épaisseur de la plaque d'assise de : $t_p = 30 \text{ mm}$

VIII.3.2.5.2. Dispositions constructives

L'assemblage est réalisé avec trois files de 2 tiges d'ancrage Ø24 classe 8.8

$$t = t_p = 30 \text{ mm}$$

$$d_0 = 24 + 2 = 26 \text{ mm}$$

a) Distance entre axes des boulons :

• Entraxes (p_1)

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq \min(14t ; 200\text{mm}) \Rightarrow 2,2(26) \leq p_1 \leq \min(14(30) ; 200\text{mm}) \Rightarrow 57,2 \leq p_1 \leq 200\text{mm}$
 Alors on prend $p_1 = 200 \text{ mm}$.

• **Entraxes (p_2)**

$3 d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) \Rightarrow 3(26) \leq p_2 \leq \min(14(30) ; 200\text{mm}) \Rightarrow 78 \leq p_2 \leq 200\text{mm}$

Alors on prend $p_2 = 175 \text{ mm}$

- Ecartement vertical entre les tiges d'ancrage : $e_{vi} = 200 \text{ mm}$

- Ecartement horizontal entre les tiges d'ancrage : $e_{hi} = 175 \text{ mm}$

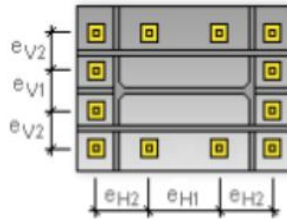


Figure VIII.10 : modèle de la distance entre axes des boulons sur Robot

A-Calcul de la largeur d'appuis additionnelle

$$c = t \times \left(\frac{f_y}{3 \times f_j \times \gamma_{mo}} \right)^{0,5} = 60,15 \text{ mm} \leq (h_p - h_c) / 2 = 60,3 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des aires en comparaison pour les tronçons des deux semelles

VIII.3.2.5.3. Vérification de la résistance du pied de poteau

a) Vérification de la résistance à la compression

La résistance d'un pied de poteau sur sa fondation est assurée par des tronçons en T équivalents comprimés, un pour chaque semelle et un pour l'âme du poteau.

Pour chaque tronçon en T équivalent, la résistance de calcul à l'écrasement est déterminée en multipliant sa surface d'appui par la résistance du matériau de scellement.

$$N_{sd} \leq F_{c,rd} = (2A_f + A_w) f_j$$

$$A_f = (b + 2c) (2c + t_f)$$

$$A_f = (300 + 2 \cdot 60,15) (2 \cdot 60,15 + 14) = 56446,29 \text{ mm}^2$$

$$A_z = (h - 2c - 2t_f) (2c + t_w) = (290 - 2 \cdot 60,15 - 2 \cdot 14) (2 \cdot 60,15 + 8,5) = 18250,96 \text{ mm}^2$$

$$F_{c,rd} = (2 \cdot 56446,29 + 18250,96) \cdot 16,67 = 218616,63 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 185503,98 \text{ daN} < F_{c,rd} = 218616,63 \text{ daN}$$

condition vérifiée

Donc le pied de poteau résiste à la compression

b) Calcul de la plaque d'assise au moment fléchissant

• Calcul du moment résistant M_{rd} :

$$M_{rd} = \frac{t^2 \times f_y}{8 \times \gamma_{mo}} = \frac{29,1^2 \times 235}{8 \times 1,1} = 2261,4 \text{ daN}$$

• Calcul du moment fléchissant

$$M_{sd} = \frac{\frac{c^2}{2} \times N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\frac{60,15^2}{2} \times 185503,98}{13114,4} = 42,55 \text{ daN} < M_{rd} = 2261,4 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

c) Resistance des tiges d'ancrage au cisaillement

$$F_{vrd} = F_{frd} + n_b \times F_{vbrd}$$

EC3-(1-8)-6.2.2(7)

Avec $F_{frd} = 0,2 N_{sd}$: Resistance de calcul par frottement

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 f_{yb} = 0,24,8 \quad f_{yb} = 640 \text{ N/mm}$$

n_b : Nombre de tige

Pour 6 tiges M24 en classe 8.8

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 ; F_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2 ; f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{frd} = 0,2(185503,98) = 37100,8 \text{ daN}$$

$$F_{v,brd} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} = 9408 \text{ daN}$$

$$F_{v,rd} = 37100,8 + 6.9408 = 93548,8 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 986,96 \text{ daN} \leq F_{v,rd} = 93548,8 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

d) Résistance de la tige d'ancrage à l'effort de soulèvement :

Dans le cas où l'effort N_{sd} en pied de poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrage doivent transmettre cet effort ainsi que l'effort tranchant concomitant entier V_{sd} à la fondation.

D'après les résultats tirés de Robot : $N_{sd} = -72431,70$ daN et $V_{sd} = -531,81$ daN pour une combinaison de 0,8 G – E_x du poteau 1

$F_{t,d,rd}$: Résistance de l'adhérence de la tige avec le béton

d : Diamètre de la tige $d = 24$ mm

f_{ck} : résistance du béton $f_{ck} = 25$ MPa

$F_{t,rd}$: Résistance de la tige à la traction

➤ Vérification de la tige d'ancrage à la traction

Pour vérifier la tige d'ancrage à la traction, on doit vérifier que

$$F_{t,rd} \leq F_{t,rd}$$

$$F_{t,sd} = \frac{72431,7}{6} = 11905,28 \text{ daN}$$

$$F_{t,rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{m2}} = 0,9 \times \frac{245 \times 800}{1,25} = 14112 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = 11905,28 \text{ daN} \leq F_{t,rd} = 14112 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence

Pour un boulon d'ancrage :

$$F_{t,rd} = \frac{N_{sd}}{n} \leq F_{t,ond,rd}$$

$$F_{t,d,rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} \cdot l_b$$

$$l_b = l_1 + 6,4r + 3,5 l_2$$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$r = 3d ; l_2 = 2d ; l_1 = 20d$$

La longueur totale de la tige

$$L_b = 20 \cdot 24 + 6,4 \times 3 \cdot 24 + 3,5 \times 2 \cdot 24 = 1108,8 \text{ mm}$$

Selon l'Eurocode de ctcm la longueur de la tige totale requise est

$$L_b = 0,144 \cdot d \cdot \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

$$f_{bd} = \frac{0,36 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \cdot \sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ Mpa}$$

$$l_b = 0,144.24.\frac{800}{1,2} = 2304 \text{ mm}$$

$$F_{t,d,rd} = 3,14.24.1,2.2304 = 20835,6 \text{ daN}$$

$$F_{t,rd} = 11905,28 \text{ daN} \leq F_{t,ond,rd} = 20835,6 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

e) Vérification de la résistance de la soudure d'angle par la méthode simplifiée :

Soudure de la platine :

➤ **Cordon de soudure**

Le cordon de soudure est donné par la formule suivant :

Pour calculer rapidement la section d'une gorge de soudure d'angle non pénétré, il suffit de multiplier l'épaisseur la plus faible à souder par 0,7 pour déterminer la valeur de gorge à obtenir : pour chaque face soudée.

Semelle HEA 300:

$$a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 14 = 9,8 \text{ mm}$$

Ame HEA 300:

$$a_w = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 8,5 = 5,95 \text{ mm}$$

Epaisseur de la platine : ép = 30 mm

On prend a = 6 mm

1) Vérification de la résistance de la soudure de la semelle à la traction:

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mb}}$$

La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\beta_w = 0,8$ et $\gamma_{mb} = 1,25$

Longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 1075 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{6 \times 1075 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 221142,8 \text{ daN}$$

$$F_{w,d} = 221142,8 > N_{sd} = 185503,98 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

2) Vérification de la résistance de la soudure de l'âme au cisaillement

$$V_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mb}}$$

La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\beta_w = 0.8$ et $\gamma_{mb} = 1.25$

Longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 416 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{6 \times 416 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 53485,7 \text{ daN}$$

$$F_{w,d} = 53485,7 \text{ daN} > V_{sd} = 986,96 \text{ daN}$$

condition vérifiée

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1 Introduction

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer. C'est pour cela qu'une fondation fait office de relais entre la structure et le sol. Elle est comprise dans l'élément structural d'un bâtiment et a pour rôle de s'opposer au tassement et aux infiltrations des eaux, tout en assurant la transmission des charges et la répartition de ces dernières dans le sol. Les fondations constituent une partie essentielle de l'ouvrage, ainsi leurs bonnes conceptions et réalisations découlent d'une bonne tenue de l'ensemble. Adaptées à la fois à l'ouvrage et à la nature du sol, elles prennent des formes diverses de manière à assurer une bonne répartition des contraintes.

On distingue les différents types de fondations suivants :

➤ Les fondations superficielles :

Elles se forment comme suit : le niveau du fond de fouille est le sol d'assise de la fondation, c'est-à-dire le sol capable de reprendre les charges du bâtiment en entraînant un tassement minimum. Les types de fondations superficielles sont :

- Semelle isolée : qui sont les fondations de poteaux
- Semelles filantes : qui sont les fondations des murs, surtout les murs en parpaings et les voiles. Les semelles filantes servent à répartir les charges sur une plus grande surface afin que l'ouvrage ne s'enfonce pas dans le sol.
- Radier : le radier est une dalle porteuse continue de béton armé coulée, qui sert d'assise stable (fondation) à l'ensemble de la construction et également de plancher bas.

On utilise ce type de fondation lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur. De ce fait, celle-ci est recommandée sur des sols de bonne stabilité, à savoir des sols qui ne nécessitent pas de renforts particuliers au niveau des fondations.

➤ Les fondations semi-profondes ou profondes :

Ce type de fondation repose sur la reprise de charge par le sol en dessous de la base de la fondation et à cela s'ajoute le frottement latéral entre ces deux derniers. Son utilisation est requise lorsque le sol résistant se trouve à une moyenne voire très grande profondeur ou dans le cas d'une structure très importante.

On distingue deux principaux types de ces fondations :

- Pieux : sont des fondations élancées et sont composées par la tête, la pointe et le fût.
- Puits : les puits sont des massifs de béton reposant sur le sol, à la profondeur voulue, et recevant la semelle sous poteau ou sous mur.

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- Charges transmises de la superstructure au sol.
- Distances entre les différents points d'appuis.
- Système structural adopté.
- le coût du projet.
- La résistance du sol.
- Le type de la structure.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix porté sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- La facilité d'exécution (coffrage).
- L'économie

IX .2 Dimensionnement des semelles

D'après le rapport du sol, on a une capacité portante du sol de 0.25 MPa. Le ferrailage va être calculé sous l'effort normal ultime : $N_u = 1,35G + 1,5Q$ sachant que :

- $N_u = 155672,99$ daN (ELU)
- $N_s = 111666,77$ daN (ELS)
- $f_e = 400$ Mpa
- $f_{c28} = 25$ Mpa
- $f_{su} = f_e / 1,15 = 348$ Mpa
- $\sigma_{sol} = 0.25$ Mpa

Les types des fondations choisies dans notre ouvrage sont : les semelles isolées sous poteaux et semelles filantes sous deux poteaux.

IX .2.1 Dimensionnement des semelles isolées

IX .2.1.1 Détermination des dimensions de la semelle isolée

Les dimensions d'une semelle isolée s'obtiennent à partir de la condition de portance du sol donnée par :

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Dans le cas général, on choisit les dimensions de la semelle (A , B) de telle sorte qu'elle soit homothétique aux dimensions du poteau (a , b) (fût de poteau dans notre cas).

Étant donné que le fût de poteau a une section carrée, nous optons pour des semelles carrées $A = B$.

La condition de portance devient :

$$A^2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Application numérique :

$$A^2 \geq \frac{111666,7}{0,25} = 4,47 \text{ m}^2 \Rightarrow A = \sqrt{4,47} = 2,11423 \text{ m}$$

On prend $A = B = 2,2 \text{ m}$.

Les hauteurs utiles d_a et d_b des armatures parallèles aux cotés A et B respectivement doivent respecter la condition de rigidité :

$$\frac{B-b}{4} \leq d_a \text{ et } d_b \leq A-a$$

Donc

$$\frac{2,2-0,7}{4} \leq d_a \text{ et } d_b \leq 2,2-0,7$$

$$37,5 \text{ cm} \leq d_a \text{ et } d_b \leq 150 \text{ cm}$$

On prend : $d_a = d_b = 40 \text{ cm}$

La hauteur totale h de la semelle est donc déterminée :

$$h = d_a + 5 = 45 \text{ cm}$$

Une fois les dimensions de la semelle déterminée, il convient de vérifier la condition de portance du sol en tenant compte du poids propre de la semelle :

$$\sigma' = \frac{N_s + P_{semelle}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

Sachant que : $P_{semelle} = B \times A \times h \times \rho$

Application numérique :

$$\sigma' = \frac{111666,77 + (2,2 \times 2,2 \times 0,45 \times 25 \times 10^3)}{2,2 \times 2,2} = 0,24 \text{ Mpa} \leq \sigma_{sol} = 0,25 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée, donc, on retient les dimensions suivantes pour la semelle isolée :

$$A = B = 2,2 \text{ m}, h = 45 \text{ cm}, d_a = d_b = 40 \text{ cm}$$

IX.2.1.2 Calcul des armatures de la semelle isolée

La section d'armature nécessaire pour le côté parallèle au côté A (ou B), est calculée par la formule :

$$A_A = A_B = N_u \times \frac{A-a}{8 \times d_a \times \sigma_s}$$

Application numérique :

$$A_A = A_B = 155672,99 \times \frac{2,2-0,7}{8 \times 0,45 \times 348} = 22.10^{-4} \text{ m}^2 = 22 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de 16 Ø14, correspondant à une section $A_s = 24,63 \text{ cm}^2$, et un espacement de 12,5cm.

Les armatures s'étendront, dans chaque direction, jusqu'aux extrémités de la semelle. Elles seront munies ou non de crochet en fonction de leurs longueurs de scellement :

- Si $l_{sa} \leq A/4$: Les barres dans le sens A n'ont pas besoin de crochets.
- Si $l_{sb} \leq B/4$: Les barres dans le sens B n'ont pas besoin de crochets.

Pour déterminer la longueur de scellement l_s , on se réfère au tableau suivant, comportant les valeurs du rapport $l_s/\varnothing$ en fonction de la résistance caractéristique du béton pour la nuance d'acier FeE400 et FeE500.

f_{c28}	16	18	20	25	30	40	50	60
FeE400	47,5	44,1	41,2	35,3	30,9	24,7	20,6	17,6
FeE500	59,4	55,1	51,4	44,1	38,6	30,9	25,7	22

Tableau IX.1 : Rapport $l_s/\varnothing$ pour des aciers de nuance FeE400 et FeE500

D'après le tableau on a : $l_s/\varnothing = 35,3 \Leftrightarrow l_s = 35,3\varnothing = 494,2 \text{ mm}$, de plus $\frac{A}{4} = 550 \text{ mm}$ et donc :

$$L_{sa} = l_{sb} = 494,2 \text{ mm} < \frac{B}{4} = \frac{A}{4} = 550 \text{ mm}$$

On peut également calculer l_s de la manière ci-dessous

$$l_s = \frac{\varnothing}{4} \times \frac{F_{eE}}{\tau_s}$$

Avec :

l_s : Longueur de scellement.

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{tj} = 0,6 \times 1,52 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$\Psi = 1,5$ pour HA

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$I_s = \frac{14}{4} \times \frac{400}{2,835} = 493,9 < \frac{B}{4} = \frac{A}{4} = 550 \text{ mm}$$

Par conséquent les armatures n'ont pas besoin de crochet.

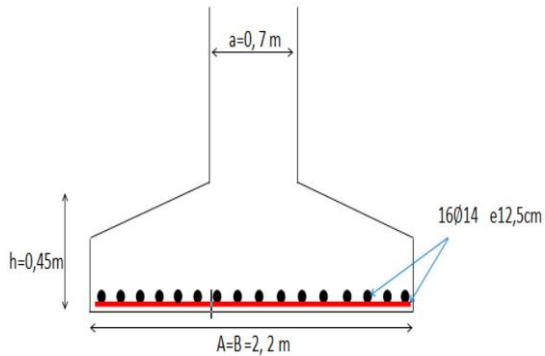


Figure IX.1 : Schéma de ferraillage de la semelle isolée sous poteau

IX .2.2 Dimensionnement de la semelle filante sous deux poteaux

IX.2.2.1. Détermination des dimensions de la semelle filante sous deux poteaux

- Calcul de largeur de la semelle :

Sous la Combinaison : G+Q

$$B \geq \frac{N_t + P_{\text{semelle}}}{\sigma_{\text{sol}} \times A}$$

$$N_t = \sum N_i = 111666,77 \text{ daN} + 110915,25 \text{ daN} = 222582,02 \text{ daN}$$

$P_{\text{semelle}} = 10\%N_t$ (le poids propre approximatif de la semelle) = 22258,202 da

La position de la résultante elle s'obtient en écrivant que la somme des moments par rapport au poteau P_2 est nulle.

$$L_{\text{entraxe}} \cdot N_1 - N_t \cdot x = 0 \rightarrow x = \frac{2,2 \times 111666,77}{222582,02} = 1,1 \text{ m}$$

La longueur totale de la semelle sera de :

$$A = 2 \cdot x + 2 \cdot \text{largeur du fut de poteau} + 2 \cdot \text{débordement} = 2 \cdot 1,1 + 2 \cdot 0,7 + 2 \cdot 0,5 = 4,6 \text{ m}$$

Débordement est de 0,5

$$B \geq \frac{222582,02 + 22258,202}{0,25 \times 4,6} = 2.5 \text{ m}$$

- **Hauteur de la semelle :**

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{2,5-0,7}{4} + 5 = 0,45 \text{ m}$$

$$h = d + 5 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

IX.2.2.2 Calcul des armatures de la semelle filante

a) Les armatures longitudinales

La semelle sera calculée dans le sens longitudinal, comme une poutre renversée soumise au niveau de ses deux appuis aux charges N_1 et N_2

Les sollicitations maximales dans la poutre de rigidité :

- En appui :

$$- 0 \leq x \leq 0,85 : M_{appui}(x) = \sigma_{sol} \times B \times \frac{x^2}{2} = 0,25 \times 2,5 \times \frac{0,85^2}{2} = 22578,12 \text{ daN.m}$$

- En travée :

$$- 0,85 \leq x \leq 1,95 : M_{travée}(x) = \sigma_{sol} \times B \times \frac{x^2}{2} - N_1 \cdot x = 62500 \cdot \frac{x^2}{2} - 111666,77(x - 0,85)$$

En dérivant cette équation on obtient :

$$125000x - 111666,77 ; x = 1,1 \text{ m}$$

Soit un moment maximal en travée de :

$$M_{travée}(x) = 125000(1,1) - 111666,77 = 25833,23 \text{ daN.m}$$

Ainsi les sollicitations maximales sont égales à

$$M_{travée} = 25833,23 \text{ daN.m} \quad \text{et} \quad M_{appui} = 22578,12 \text{ daN.m}$$

➤ Ferrailage en travée

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{25833,232}{0,7 \times 0,45^2 \times 14,2} = 0,128 < \mu = 0,186 \rightarrow A' = 0 \text{ donc } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\beta = 0,923$$

$$A = \frac{M_{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25833,232}{0,923 \times 0,45 \times 348} = 18 \text{ cm}^2$$

Soit 10HA16 /ml de section A

$$A = 20,11 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage en appui

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{22578,12}{0,7 \times 0,45^2 \times 14,2} = 0,112 < \mu = 0,186 \rightarrow A' = 0 \text{ donc } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\beta = 0,978$$

$$A = \frac{M_{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{22578,12}{0,923 \times 0,45 \times 348} = 16 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA16 /ml de section A

$$A = 16,08 \text{ cm}^2$$

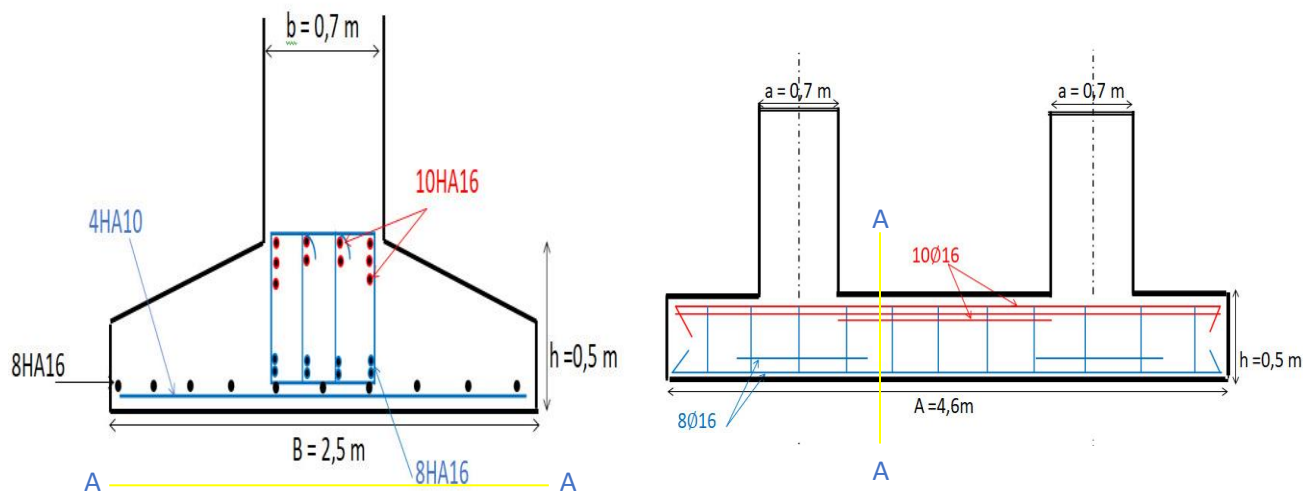


Figure IX.2 : Schéma de ferrailage des armatures longitudinales de la semelle filante sous deux poteaux

b) Les armatures transversales

Dans le sens perpendiculaire, la semelle se calcule comme une semelle isolée soumise à un effort N_t correspondant à la résultante des forces ramenées par les poteaux. Elle est calculée par la méthode des bielles.

$$N_{t, elu} = 154613,81 \text{ daN} + 155672,99 \text{ daN} = 310286,6 \text{ daN}$$

$$A_{sa} = N_t \times \frac{B-b}{8 \times d_a \times \sigma_s} = 310286,6 \times \frac{2,5-0,7}{8 \times 0,45 \times 348} = 45 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sa}}{A} = \frac{45}{4,6} = 9,8 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA14 /ml de section A

$$A = 12,31 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement moyen de } 13 \text{ cm}$$

Des armatures de répartition A_r sont disposées suivant la longueur A .

$$A_r = \frac{\frac{A_{sa}}{ml}}{4} = \frac{12,31}{4} = 3,1 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10/ml de section $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$

On répartit ces armatures sur la longueur A avec un espacement moyen de 25 cm

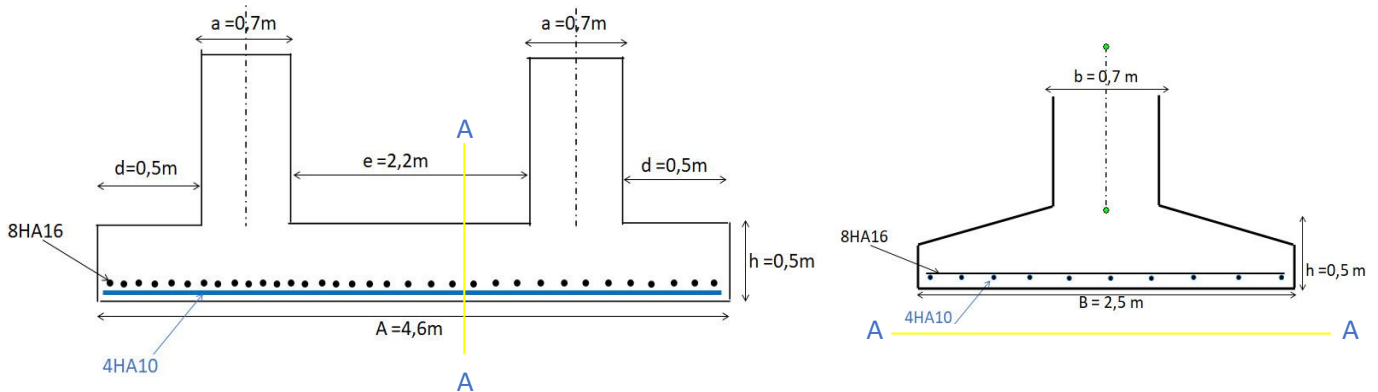


Figure IX.3 : Schéma de ferrailage des armatures transversales de la semelle filante sous deux poteaux

IX.2. 3. Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

a) Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm. On prend $S = 30 \times 30 \text{ cm}$.

b) Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3, zone IIa ($\alpha = 12$)

Donc : $N = 185503,98 \text{ daN}$

$$F = \frac{185503,98}{12} = 15458,665 \text{ daN} \geq 2000 \text{ daN} \text{ condition vérifiée}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{15458,665}{348} = 4,4 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{min} = 0,6\% B = 0,6\%(30 \times 30) = 5,4 \text{ cm}^2$.

On prend $A_{st} = 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$.

c) Vérification de condition de non fragilité :

On doit vérifier que :

$$A_{st} \leq 0,23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,3 \times \frac{25}{400} = 13 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,4 \text{ cm}^2 < 13 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{300}{35}; 14; \frac{300}{10} \right)$$

On prend $\phi_t = 8,5 \text{ mm}$ (Cadre).

$S_t \leq (20 \text{ cm}; 15 \cdot \phi_t) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 15 \cdot 8,5) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ mm}; 102 \text{ mm})$ On prend $S_t = 100 \text{ mm}$.

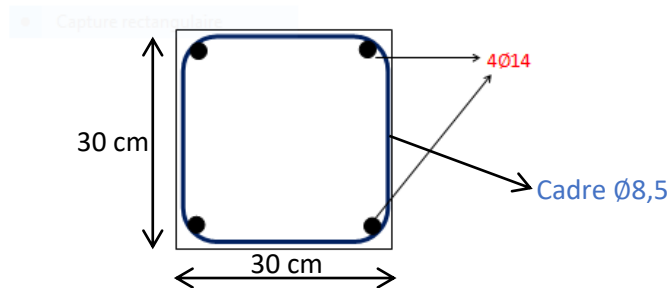


Figure VIII.4 : Schéma de ferrailage des longrines

Conclusion générale

À l'issue de ce mémoire, nous pouvons dire que l'étude de ce projet était l'occasion idéale pour exploiter nos connaissances acquises et plus particulièrement lors de ces deux dernières années de Master.

À travers les différentes étapes de conception et de calcul, nous avons pu nous familiariser avec les différents règlements et codes, notamment les règlements Algériens : RNV 2013, CCM97, DTR, CBA 93 et RPA 99 V2003, mais aussi les règlements européens : Eurocode 2, Eurocode 3, Eurocode 4 et B.A.E.L 91 R99 ainsi que l'utilisation du logiciel Robot.

Comme nous l'avons mentionné tout au début, le but de ce mémoire est d'étudier un bâtiment à usage administratif (R+6) en construction mixte acier et béton et de faire la comparaison des résultats obtenus au niveau des principaux éléments structuraux (plancher mixte, poutres principales, poutres secondaires, solives etc...) avec ceux obtenus par une précédente étude faite par des étudiants du régime classique ingénieur en génie civil de l'université l'USTO d'Oran. En effet, ce bâtiment a été déjà étudié mais en appliquant les anciens règlements tels que CM66, NV65 et autres anciens règlements. Ce travail a donc été repris mais par application des nouveaux règlements tels que CM97 (Eurocode 3), Eurocode 4, règlement Neige et Vent algérien DTR C2-47 et autres.

Après étude de ce bâtiment avec les nouveaux règlements adoptés en Algérie, nous avons regroupé les résultats des principaux éléments structuraux trouvés par les deux études au niveau du tableau suivant :

N°	ELEMENTS STRUCTURAUX	RESULTATS OBTENUS			
		Anciens Règlements		Nouveaux Règlements	
		Sections	Poids (t)	Sections	Poids (t)
01	Dalle en béton armé	432,98 m²	86 ,6	432,98 m²	86,6
02	Tôle d'acier	432,98 m²	3 ,4	432,98 m²	3 ,4
03	Solives	IPE220	42,444	IPE220	42,444
04	Poutres secondaires intermédiaires	IPE240	11,052	IPE240	11 ,052
05	Poutres secondaires de rives	IPE240	11,052	IPE270	12,996
06	Poutres principales	IPE400	33,415	IPE400	33,415
07	Poteaux intermédiaires	HEA300	45,774	HEA300	45,774
08	Bases de poteaux (Platine 420 x 420 x 30)	7,92 m²	3,109	4,14 m²	0,978
09	Bases de poteaux (Boulons d'ancrage : nb = 6x24 = 144)	144 bls Ø27	0,887	144 bls Ø24	0,625
10	Bases de poteaux (Dimension fût : 70 cm x 70 cm x 70 cm)	8,64 m²	28,08	11,76 m²	35,28
11	Bases de poteaux (semelles isolées : 2,2m x 2,2m x 0,45m)	4,84 m²	65,34	4,84 m²	65,34
12	Bases de poteaux (semelles sous 2 poteaux : 4,6 m x 2,5 m x 0,5)	11 m²	90,75	11,5 m²	86 ,25
Total Poids en Tonnes		421,503 tonnes		424,15 tonnes	
Estimation Différence entre anciens et nouveaux Règlements :					
Poids total Anciens / Poids total Nouveaux = 0,99					

Tableau final : Comparaison des résultats entre anciens et nouveaux règlements

Au vu des résultats mentionnés sur le tableau ci-dessus, Nous pouvons conclure que vraiment il n'y a pas de différences appréciables entre les anciens et les nouveaux règlements.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Eurocode 3 ; Calcul des structures en acier, Partie 1-8, calcul des assemblages. NF EN 1993-1-1.
- [2] : Eurocode 3 ; Calcul des structures en acier, Partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments. NF EN 1993-1-1
- [3] : Eurocode 4 ; Calcul des structures mixtes acier-béton, Partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments. NF EN 1994-1-1.
- [4] : Eurocode 2 ; Calcul des structures en béton armé
- [5] : Document Technique Réglementaire Algérienne « *D.T.R-BC-2.2* » ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie)
- [6] : Document Technique Réglementaire Algérienne « *D.T.R-C-2-47* » ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie)
- [7] : Document Technique Réglementaire Algérienne « *D.T.R-BC-2-44* » ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « *CCM 97* », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie)
- [8] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « *RPA 99/ VERSION 2003* ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie)
- [9] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « *BAEL 91 révisées 99* » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie)
- [10] : « Calcul des éléments de constructions métalliques selon l'Eurocode 3 », DAHMANI LAHLOU
- [11] : « Cours charpente métallique, (Master 1) UBMA », M.FELLAH FARID
- [12] : « Calcul des ouvrages en Béton armé, Règles CBA RPA 2003àà » , Y. CHERAIT
- [13] : « Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3 », JEAN MOREL
- [14] : <https://www.4geniecivil.com/2018/09/etude-dun-batiment-r-5-en-charpente.html>
Mémoire des étudiants de l'université USTO d'Oran étudié en 2011.